

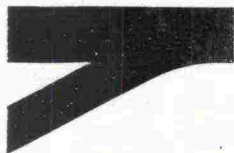
08 MEH
INSINÖÖRITOIMISTO Y-SUUNNITTELU OY

NAANTALIN - TURUN MAANTIE NRO 189 RAKENTAMINEN

1985 - 1989

PYSTYÖJITUS

LOPPURAPORTTI



5.3.1990

47/21/90

Tiepiirit

NAANTALIN-TURUN MAANTIEEN NRO 189 RAKENTAMINEN 1985-1989.
LOPPURAPORTTI PYSTYOJITUKSESTA TIEH 733342.

Geopalvelukeskus lähettää oheisena tiepiireille tiedoksi ja pystyöjituskohteiden suunnittelussa ja mitoituksessa hyödynnettäväksi Insinööritoimisto Y-Suunnittelu Oy:n Turku - Naantali - tien pystyöjituskohteista laatiman loppuraportin.

Raportissa käsitellyistä ja myös eräistä muista pystyöjituskohteista saatuihin kokemuksiin perustuen tulee pystyöjituksen suunnittelussa ja rakentamisessa kiinnittää huomiota seuraaviin seikkoihin.

- Maan kerroksellisuuden ja kerrosrajojen selvittäminen (mm vettä johtavat välikerrokset)
- Maakerrosten ominaisuuksien selvittäminen. Primaaripainuman parametrien osalta tulee kiinnittää huomiota erityisesti ylikonsolidaatioasteen määrittämiseen ja myös vaakasuuntaisen vedenläpäisevyyden (vaakasuuntaiset ödometrikokeet) määrittämiseen. Sekundaaripainuman parametrien määrittäminen ja painuman laskeminen on joissain tapauksissa (humuspitoinen savi, hyvin löysä savi) suositeltavaa.
- Pohjaveden pinnan aseman ja vaihtelurajojen selvittäminen.
- Esikuormituspenkereen (usein ylipenger) vakavuus. Varmuuskertoimen tulisi olla 1.5 - 2.0 plastisten muodonmuutosten vähentämiseksi. Plastisten muodonmuutosten arvioimiseksi suositellaan laboratoriokokeita ja laskelmia kustannuksiltaan merkittävässä kohteissa.


./...

- Ylipenkereen kuorman suuruudessa painumisen tai muiden tekijöiden seurauksena tapahtuvien muutosten huomioonottaminen (mm nosteen vaikutus).
- Pystyjojista purkautuvan veden poisjohtaminen pengerrerettävältä alueelta.
- Konsolidaatioasteen kehityksen seuranta esikuormitusvaiheessa. Pystyjojakohteissa tulee pääsääntöisesti painumaseurannan lisäksi suorittaa huokosvedenpaineen seurantaa.
- Häiriintymättömien näytteiden näytteenottotekniikka ja ödometrikokeen suoritus. Näyte ei saa tarpeettomasti häiriintyä ottovaiheessa tai muissa myöhemmissä käsittely- ja varastointivaiheissa. Ödometrikoe on suoritettava huolellisesti.
- Ödometrikokeen suoritustapa. Mm muodonmuutoksen nopeuteen ja kokeen aikana näytteessä vallitsevaan huokosveden paineeseen tulee kiinnittää huomiota mitoitusparametrien (mm ylikonsolidatioaste) luotettavaa arviointia silmälläpitäen (viitteenä kirje Tg-38/20.2.1990 "Ödometrikokeen suorituksesta TVH:n geotekniikan automatisoidulla laitteistolla").

Raporttia voi tilata lisää tiehallituksen lomakevarastosta. Numero on TIEH 733342.

Tähän asiaan liittyen tiehallituksen geopalvelukeskuksessa on tekeillä lähiaikoina valmistuva tutkimus, jossa pyritään analysoimaan mahdollisimman suuri osa laitoksessa toteutetuista pystyjoakohteista suunnittelulähtökohtien ja toteutuksen seurantahavaintojen pohjalta.

Apulaisjohtaja


Tauno Hailikari

LIITE

Tutkimusraportti TIEH 733342

TIEDOKSI

Konsultit oheisen luettelon mukaisesti (kirje)
Teknillinen korkeakoulu
VTT/Geo
TIEH/Kirjasto
Piirien geotekniikka
Tg:n tekninen henkilökunta
T Jussila/Turun tiepiiri
M Vehviläinen/Turun tiepiiri
H Järvelä (kirje)
V Oksanen (kirje)

NT.PSA002.PYSTY

LUETTELO KONSULTEISTA

Viatek Oy
ESPOO

Suomalainen Insinööritoimisto Oy
ESPOO

Ins.tsto Y-Suunnittelu
ESPOO

Maa ja Vesi Oy
HELSINKI

Suunnittelukeskus Oy
HELSINKI

Liikennetekniikka Oy
HELSINKI

Oy Vesi-Hydro
HELSINKI

Finnmap Oy
HELSINKI

Panplan Oy
ESPOO

Suunnittelukolmio Oy
OULU

Ins.tsto LTT Oy
TAMPERE

Pohjatutkimus Oy
HELSINKI

Air-Ix Oy
TAMPERE

Ins.tsto Paavo Ristola Oy
SALPAKANGAS

Geoinsinöörit Oy
PORI

Geotesti Ky
TAMPERE

Geobotnia Oy
OULU

IPT-Geoturku Oy
TURKU

Ins.tsto PSV Oy
OULU

NAANTALIN - TURUN MAANTIE NRO 189
RAKENTAMINEN 1985 - 1989

PYSTYOJITUS, LOPPURAPORTTI

SISÄLLYSLUETTELO

Sivu

	ESIPUHE	
1	JOHDANTO	1
2	PYSTYOJITUSKOhteet	2
3	POHJATUTKIMUKSET	5
	3.1 Kairaukset	5
	3.2 Laboratoriotutkimukset	5
	3.3 Yhteenvedo tutkimuksista	6
4	TEOREETTISET PERUSTEET	11
	4.1 Radiaalinen konsolidaatio	11
	4.2 Ohjelman PYSTIS teoreettiset perusteet	13
	4.2 a Radiaalinen konsolidaatio	13
	4.2 b Aikaintegrointi	17
	4.2 c Suurten painumien käsittely	17
	4.2 d Jännitys- ja huokospainejakautuma	19
	4.2 e Painuman laskenta	19
	4.3 Erikoistapauksia	21
	4.3 a Samanaikainen pystysuora ja radiaalinen konsolidaatio	21
	4.3 b Painuvaan kerrokseen jätetyt pystyojat ...	22
	4.3 c Ylikonsolidoitunut maapohja	23
	4.4 Sekundäärinen konsolidaatio	24
	4.5 Esikuormitus	27
	4.5 a Penkereen vakavuus	28
	4.5 b Esirakentamisaika	29
	4.5 c Pystyojaväli	33
	4.5 d Kuormitushistoria	34
5	SEURANTAMITTAUSTEN JÄRJESTELY	35

6	LASKENTAENNUSTEET JA SEURANTAMITTAUSTEN TULOKSET	37
6.1	Perno, Metsäaro	38
6.2	Krookila	43
6.3	Raisionlahti	44
6.4	Hahdenniemi	45
6.5	Luolala	45
6.6	Emäntäkoulu	46
6.7	Vanto, Satulavaha ja Lietsala	47
7	MITTAUKSISTA JA ENNUSTEISTA VEDETTÄVÄT JOHTOPÄÄTÖKSET	47
8	YHTEENVETO	49
	KIRJALLISUUS	50

ESIPUHE

Naantalin - Turun maantien pystyöjitusta käsittelevän loppuraportin tilaajana ja rahoittajana on toiminut TVH:n geopalvelukeskus. Rahoitukseen on osallistunut myös TVL:n Turun piiri. Tilaajan edustajana raportin laadintaan on osallistunut dipl. ins. Pentti Salo.

Raportti on laadittu Insinööritoimisto Y-Suunnittelussa laatijana allekirjoittanut. TVL:n Turun piiri on toimittanut raporttiin liittyvää mittaus- ym. aineistoa.

Raportissa on keskitytty paitsi pystyöjituskohteiden analysointiin myös hyvän suunnittelukäytännön esilletuomiseen myöhempiä pystyöjitusarpeita silmälläpitäen.

Espoo 20.10.1989

Pauli Vepsäläinen

NAANTALIN - TURUN MAANTIE NRO 189
RAKENTAMINEN 1985 - 1989

PYSTYJOJITUS, LOPPURAPORTTI

1

JOHDANTO

Naantalin - Turun maantie nro 189 välittää Rymättylän, Naantalin ja Raision alueilta liikennettä Turkuun. Tiellä on lisäksi merkitystä mm. Naantalin satamaliikenteelle ja Nesteen sekä Pernon työmatkaliikenteelle.

TVL:n Turun piiri on tehnyt omana työnään tie- ja rakennussuunnitelman välille Naantalinsalmi - Raisionlahti. Välin Raisionlahti - Pitkämäki tie- ja rakennussuunnitelman piiri on teettänyt Insinööritoimisto Y-Suunnittelulla. Y-Suunnittelu on lisäksi suorittanut rakennusaikana työmaapalvelua sekä omalla että piirin suunnitteluosueella.

Maaperä tiealueilla on pääpiirteissään joko kalliota tai pehmeää savikkoa. Savikerrostumien heikon kantavuuden ja suuren kokoonpuristuvuuden takia on jouduttu tekemään mittavia pohjavahvistustöitä. Pohjanvahvistusratkaisuina on kohteesta riippuen teknistaloudellisen vertailun perusteella käytetty pengerpaalutusta, yhtenäistä paalulaattaa, massanvaihtoa, tukipenkereitä, syvästabilointia, syvätiivistystä, kevytpenkereitä ja nauhapystyöjitystä sekä vastapenkereitä.

Nauhapystyöjitys pohjavahvistustapana osoittautui teknisesti mahdolliseksi ja taloudellisesti edulliseksi pääpiirteissään silloin, kun pengerkorkeus oli pienempi kuin 1.5...2 m. Tästä oli kuitenkin poikkeuksia, jotka johtuivat mm. maapohjan pehmeydestä ja suuresta kokoonpuristuvuudesta.

Pystyöjituskenttien painumia havaittiin painuma-aikana painumalevyjen ja letkupainumamittarien avulla. Lisäksi Y-Suunnittelun suunnitteluosuudella tehtiin havaintoja huokosylipaineen kehittymisestä nauhapystyöjien välissä. Pystyöjakenttien käyttäytymisen ennustamista varten Y-Suunnittelussa laadittiin syyskuussa 1986 tietokoneohjelma nimeltä "Pystis". Tämän analysointiohjelman tuloksia ja seurantamittaustuloksia vertaamalla toivottiin saatavan lisätietoa sekä kenttien myöhemmän käyttäytymisen ennustamiseksi mahdollisimman aikaisessa vaiheessa, mahdollisten jälkitoimenpiteiden arvioimiseksi ja myöhemmin suunniteltavien pystyöjituskenttien mitoittamiseksi. Tässä loppuraportissa pääpaino onkin keskittynyt analysointia varten tarvittavien lähtötietojen käsittelyyn, analysointimallin esittelyyn sekä laskenta- ja mittaustulosten vertailuun ja johtopäätösten tekoon.

Täydelliset pystyöjitukseen liittyvät työselitykset, kartat ja pituus- ja poikkileikkauspiirustukset on esitetty rakennussuunnitelmakansioissa. Laajan aineiston vuoksi tähän loppuraporttiin on poimittu ainoastaan sellaista kartta- ja leikkauspiirustusaineistoa, mikä havainnollistaa ja palvelee edellisessä kappaleessa esitettyä painotusta.

2

PYSTYÖJITUSKOHTEET

Pystyöjituskohteet olivat Y-Suunnittelun suunnitteluosueella välillä Raisionlahti - Pitkämäki seuraavat:

1. Perno, Metsäaro

- mt 189 plv 3110 - 3660
- pystyöjaa 152 km

2. Krookila

- ramppi E2R1 plv 220 - 400
- pystyojaa 32 km

3. Raisionlahti

- mt 189 plv 760 - 940
- pystyojaa 44 km

4. Hahdenniemi

- mt 189 plv 490 - 650
- pystyojaa 13 km

Paalutus on esitetty rakennussuunnitelman mukaisesti ja pystyojamäärä on laskettu suunnitelmista.

Kohteissa 1 - 3 pystyojituksen tarkoituksena oli painuma-ajan jälkeisten kokonaispainumien ja epätasaisten painumien pienentäminen kohtuullisiksi. Kohteessa 4 pystyojituksen pääasiallisena tarkoituksena oli varmistaa savi-kerrostumien leikkauslujuuden lisääntyminen vieressä tehtävän kevyen liikenteen väylään liittyvän kaivannon rakentamiseksi. Pystyojituskohteet on esitetty kartalla 1.

TVL:n Turun piirin suunnitteluosuudella välillä Naantalinsalmi - Raisionlahti olivat pystyojituskohteet seuraavat:

5. Luolala

- mt 189 plv 4220 - 4730
- pystyojaa 101 km

Rakennussuunnitelmaa tarkistettiin myöhemmin. Tarkistusten jälkeen plv 4220-4420 rakennettiin paalulaatta ja plv 4420-4500 tiepengertä kevennettiin kevytsoralla.

6. Emäntäkoulu

- mt 189 plv 4970 - 5120
- pystyjojaa 11 km

7. Vanto

- mt 189 plv 5660 - 5940
- pystyjojaa 51 km

8. Satulavaha

- mt 189 plv 6220 - 6420
- pystyjojaa 16 km

9. Lietsala

- M2 plv 1720 - 1860
- pystyjojaa 26 km

Paalutus on rakennussuunnitelman mukainen. Pystyojamäärä on laskettu suunnitelmista. Pystyojituskohteiden paikat on esitetty kartalla 2.

3

POHJATUTKIMUKSET

3.1

Kairaukset

Kairausten tarkoituksena oli selvittää erilaisten geoteknisten maakerrosten konsistenssi ja rajat sekä painumattoman pohjan syvyys. Tiedot palvelivat aluksi pohjavahvistusvaihtoehtojen teknistaloudellista tutkimusta ja vertailua ja myöhemmin valitun pohjavahvistustavan yksityiskohtaista suunnittelua.

Pystyjoituskohteissa peruskairauslajina käytettiin painokairausta. Kairauksia tehtiin rakennussuunnitelmavaiheessa tyypillisesti kutakin tien pituussuunnassa 20 metrin välein olevaa poikkileikkausta kohti 3 - 4 kpl. Poikkileikkauksia tihennettiin tarpeen mukaan muutoskohdissa. Painokairauksia täydennettiin siipikairauksilla ja ottamalla mäntäkairalla häiriintymättömiä näytteitä tien pituussuunnassa tyypillisesti 20 - 60 metrin välein. Eri pystyjoituskohteiden tyypillisiä poikkileikkauksia on esitetty liitteissä 1 - 11.

3.2

Laboratoriotutkimukset

Y-Suunnittelun suunnitteluosuudella häiriintymättömät näytteet otettiin ST II -tyyppisellä mäntäkairalla ja tutkittiin Y-Suunnittelun laboratoriossa. Kokeet käsittivät tavanomaiset indeksi- ja lujusmääritykset. Ödometrikokeet tehtiin tavanomaisina portaittaisina sekä pystyettä vaakasuuntaisina ödometrikokeina.

TKK:n pohjarakennuslaboratorio otti Pernon Metsäaron pystytyskohteesta paalulta 3300 häiriintymättömiä näytteitä sekä norjalaisella että ST II -tyyppisellä mäntäkairalla. Lisäksi pohjarakennuslaboratorio otti isolla mäntäkairalla halkaisijaltaan 90 mm:n näytteitä. Tavanomaisten indeksi- ja lujuusmääritysten lisäksi pohjarakennuslaboratorio teki portaittaisia ödometrikokeita erilaisia näytekokoja käyttäen, leikkauskokeita norjalaisella suoralla leikkauskojeella ja avoimia sekä suljettuja (CAUC) kolmiakselikokeita. Koejärjestelyt ja tutkimustulokset on esitetty tarkimmin Pirjo Järvenmäen diplomityössä "Pernon saven ja Lokalahden liejun mekaaniset ominaisuudet", 1985 /5/.

TVL:n Turun piirin suunnitteluosuudella piiri otti näytteet norjalaisella mäntäkairalla. Näytteet tutkittiin TVH:n maatutkimustoimistossa. Kokeet käsittivät tavanomaiset indeksi- ja lujuusmääritykset sekä portaittaiset ödometrikokeet.

Liitteissä 12 - 35 on esitetty kohteittain sekä indeksi- ja lujuusominaisuudet että painumaominaisuudet.

3.3

Yhteenveto tutkimuksista

1. Perno, Metsäaro

Pehmeiköltä on yleispiirteisesti erotettavissa kolme toisistaan poikkeavaa kerrostumaa: Pehmeä liejuinen pinta-kerrostuma, tämän alla pehmeä homogeeninen sulfidipitoinen savikerrostuma 10 - 12 metrin syvyyteen maan pinnasta ja tämän alapuolella sitkeä ylikonsolidoitunut savikerrostuma.

Pystyjoituksen mitoituksen kannalta ongelmallisimmat kerrokset ovat pehmeä savinen liejukerrostuma, jonka paksuus lisäksi vaihtelee eri kohdissa kenttää, ja tämän alla oleva pehmeä savikerrostuma. Yli 12 metrin syvyydessä olevien ylikonsolidoituneiden ja silttisten kerrostumien kokoonpuristuminen on sen sijaan vähäistä. Tästä syystä pystyajat on ulotettu syvimmillään ainoastaan 12 metrin syvyyteen maan pinnasta.

Paalulta 3300 on tehty mittava määrä tutkimuksia. Tällöin ei yksittäisillä epäonnistumisilla ja poikkeamisilla ole ollut merkitystä kohtuullisen kuvan saamiseen maakerrosten ominaisuuksista.

2. Krookila

Pehmeiköllä on ohuen kuivakuoren alla pehmeä liejuinen savi- ja savinen liejukerrostuma aina 8 metrin syvyyteen maan pinnasta. Tämä kerrostuma on vesipitoisuuden ja hienousluvun välisen suhteen perusteella alaosaan hiukan ylikonsolidoitunut. Liejukerrostuman alapuolella on sitkeähkö normaalikonsolidoitunut savikerros. Pystyajat on ulotettu savikerrostumaan noin 9 metrin syvyyteen maan pinnasta.

3. Raisionlahti

Pehmeiköllä on pehmeä homogeeninen savikerrostuma. Leikkauslujuus pysyy lähes vakiona koko syvyydellä (10 ... 15 kPa), vesipitoisuus sen sijaan pienenee syvyyden mukana. Kerroksen yläosa on humuspitoista. Savikerrostuma on kokonaisuudessaan ylikonsolidoitunut. Pystyajat on ulotettu savikerrostuman alla oleviin kitkamaakerrokseen asti.

4. Hahdenniemi

Rakennuspaikalla on ohut sitkeähkö ylikonsolidoitunut epähomogeeninen savikerrostuma.

Pystyjoituksen tarkoituksena on tässä tapauksessa ollut varmistaa pengertämisestä aiheutuvan huokosylipaineen poistuminen ennen vieressä tehtäviä kevyen liikenteen rakentamiseen liittyviä kaivutöitä. Tällä on haluttu varmistaa penkereen ja kaivuluiskan riittävä vakavuus.

5. Luolala

Luolalan pehmeiköllä on Luolalanjärven kohdalla (pl 4240) erittäin pehmeitä normaalikonsolidoituneita savisia lieju- ja liejuisia savikerrostumia 11 metrin syvyyteen maan pinnasta. Leikkauslujuus on kerrostuman yläosassa noin 5 metrin syvyyteen asti vain 2 ... 5 kPa. Pehmeän kerrostuman alapuolella on 11 ... 14 metrin syvyydessä lievästi ylikonsolidoitunut savikerrostuma.

Kauempana paalulla 4380 pehmeä savikerrostuma ulottuu 10 metrin syvyyteen maan pinnasta. Vesipitoisuus on pääsääntöisesti alle 100 % ja huokosluku alle 3 paitsi 3 metrin syvyydessä olevassa liejuisessa osassa ($W = 180\%$). Leikkauslujuudet ovat pieniä, 3 ... 12 kPa. Kerrostumat ovat 3 metriä syvemmällä ödometrikokeiden perusteella lievästi ylikonsolidoituneita.

Kokeissa on tehty erillisistä näytteistä portaittaisia ödometrikokeita sekä normaali- että automaattiödometrillä (ASTD-10-koe). Tulokset ovat kohtuullisen yhtäpitäviä muuten paitsi primäärisen konsolidaatiokertoimen osalta. ASTD-koe on antanut selvästi suurempia kertoimen arvoja kuin tavanomainen koe. Normaalikokeet on tehty Y-Suunnittelussa ja ASTD-kokeet TVH:lla.

6. Emäntäkoulu

Pehmeiköllä on noin metrin paksuisen kuivakuoren alla pehmeä homogeeninen savikerrostuma 7 metrin syvyyteen asti. Vesipitoisuus vaihtelee tässä kerrostumassa välillä 70 ... 120 % ja huokosluku on välillä 2 ... 3. Alapuolella on 2 metriä paksu savikerros, minkä ominaisuudet poikkeavat merkittävästi yläpuolella olevasta ($W = 40 \%$).

Ödometrikokeet on tehty TVH:lla ja parametrit koetuloksista on laskettu Y-Suunnittelussa. Kokeiden suorituksen yhteydessä ja tuloksia tulkittaessa on havaittu seuraavaa:

- 5 metrin syvyydeltä otettua näytettä puristettaessa oli huokoskivi "jumiutunut" ödometritrenkaan päälle. Tästä johtui ylikonsolidoituminen ja moduuliparametrien pienuus sekä tulosten hylkääminen laskennassa.
- Kaksi syvintä näytettä ovat indeksiominaisuuksien sekä ödometrikokeen jännitys-muodonmuutoskäyrän perusteella häiriintyneitä. Tämän kerroksen painumaominaisuuksista ei siten ole kunnon tietoa.

7. Vanto

Rakennuspaikalla on noin metrin vahvuisen kuivakuoren alla pehmeä homogeeninen savikerrostuma 5 - 6 metrin syvyyteen maan pinnasta. Tämän alapuolella on ominaisuuksiltaan erilainen, siipikairaustulosten perusteella ylikonsolidoitunut savikerrostuma aina 17 metrin syvyyteen maan pinnasta. Tämän kerroksen painumaominaisuuksista ei ole tarkempaa tietoa.

Ödometrikokeen kuormapainuma- ja aikapainumakäyristä voidaan havaita seuraavaa:

- Näytteet ovat olleet 2 ylintä lukuunottamatta häiriintyneitä. Tätä tukee myös kartio- ja siipikairauslujuuksien välinen selvä ero. Koska hienouslukua tai juoksurajaa ei ole määritetty kaikista syvyyksistä, ei vesipitoisuuden ja juoksurajan välisen suhteen perusteella saada selvää kuvaa maakerrosten ylikonsolidaatiosta. Todennäköisesti ainakin 6 metriä syvemmällä olevat kerrokset ovat ylikonsolidoituneita.

8. Satulavaha

Rakennuspaikalla on noin 1.5 metriä paksun kuivakuorikerrostuman alapuolella pehmeä homogeeninen savikerrostuma noin 7 metrin syvyyteen maan pinnasta.

Indeksi- ja ödometrikokeiden perusteella havaitaan seuraavaa:

- Näytteitä ei ole otettu riittävästi. Syvyysväliltä 1 - 4 ei ole näytettä.
- Näytteet ovat - kuivakuoren näytettä lukuunottamatta - häiriintyneitä. Tämä selviää sekä ödometrikokeiden tuloksia että leikkauslujuuksia katsomalla.
- Savikerrosten konsolidaatiotilaa ei tulosten perusteella ole mahdollista selvittää edes likimääräisesti.

9. Lietsala

Alueella on metrin paksuisen kuivakuoren alla pehmeä savikerrostuma 10 - 12 metrin syvyyteen maan pinnasta. Kerrostuman yläosa noin 5 metrin syvyyteen saakka on todennäköisesti normaalikonsolidoitunutta ja alaosa ylikonsolidoitunutta.

Tuloksia tarkasteltaessa havaitaan, että

- 4 metrin syvyydeltä tehdyssä ödometrikokeessa suodatinkivi on todennäköisesti juuttunut ödometrirenkaan päälle. Tulokset ovat käyttökelvottomia.
- Näytteet ovat kauttaaltaan enemmän tai vähemmän häiriintyneitä. Siipikairaustuloksia ei tältä alueelta valitettavasti ollut käytettävissä.

4

TEOREETTISET PERUSTEET

4.1

Radiaalinen konsolidaatio

Pystyöjittamisen geoteknisenä lähtökohtana on pehmeiden maakerrosten primäärisen konsolidaation kiihdyttäminen maahan pystysuoraan asennettujen salaojien ja esikuormituksen avulla. Kiihdytysvaikutus perustuu huokosveden virtausmatkan radikaaliin pienenemiseen pystyöjakentässä (pystyöjien välissä) verrattuna virtausmatkaan luonnontilaisessa maapohjassa.

Pystyöjat asennetaan tavallisimmin säännölliseen kolmio- tai nelikulmiomuotoon. Teoreettisesti kumpaakin em. muodoista approksimoidaan pyörähdysymmetrisellä mallilla. Approksimoinnin ainoana tarkoituksena on pienentää matemaattisen käsittelyn monimutkaisuutta siirtymällä kolmeulotteisesta konsolidaatiosta radiaaliseen konsolidaatioon. Vastaavuudet kolmio- ja nelikulmiomuotojen ja radiaalisen muodon välillä on esitetty kuvassa 1 /11/.

Ensimmäisen pystyjoja varten kehitetyn radiaalisen konsolidoitumisen ratkaisumallin esitti ruotsalainen Kjellman v. 1937. Malli perustuu ns. "equal-strain"-periaatteen, ts. kuviteltu maa-alkioiden muodostama vaakasuora taso geometrisessä mallissa pysyy vaakasuorana koko radiaalisen konsolidaatioprosessin ajan. Kjellmanin mallia on edelleen kehittänyt ruotsalainen professori Hansbo 1970- ja 1980-luvuilla /2/.

Kansainvälisesti tunnetuin matemaattinen pystyjojamalli perustuu Barronin tutkimuksiin (1944, 1948) /3/. Barron on käsitellyt sekä "equal-strain"- että "free-strain"-hypoteesia, joista jälkimmäisessä pystysuorille muodonmuutoksille ja siirtymille ei ole asetettu ennakkoehtoa konsolidaatioprosessin ajaksi. Vertailut Barronin ja Kjellmanin mallien välillä ovat kuitenkin osoittaneet tulosten olevan hyvin lähellä samoja. Barronin teoria perustuu matemaattisen kimmo-opin yhtälöiden ja Terzaghin konsolidaatioteorian yhtälöiden yhdistämiseen. Näiden käsittely on vaikeaa ja tulokset ovat erittäin monimutkaisessa muodossa (Besselin funktioiden integraalilausekkeina). Kjellmanin teoria perustuu Darcy'n lakiin (kuten myös Barronin teoria) ja huokosveden dissipationopeuden ja huokoisen maa-aineksen muodonmuutosnopeuden yhteensovittamiseen. Tulokset ovat yksinkertaisia suljetussa muodossa olevia lausekkeita. Tässä raportissa esitetyt laskelmat ohjelmalla PYSTIS perustuvat Kjellmanin teoriaan.

Kolmas mahdollinen pystyjojen radiaalista konsolidaatiota käsittelevä malli perustuu elementtimenetelmään. Laskentamallin teoreettiset lähtökohdat ovat samat (tai materiaalmallien suhteen modernimmat) kuin Barronin menetelmässä. Mallin käytöstä on tällä hetkellä esimerkkejä vain tutkimustasolta. Tietokoneohjelma CRISP (CRITICAL State

Program) /1/ on tällä hetkellä Biotin konsolidaatioteoriaan perustuvista ohjelmista ilmeisesti ainoa Suomessa, jossa on mukana pyörähdyssymmetrian hyväksikäyttö, ja jota voidaan em. syystä käyttää pystyojien radiaalisen konsolidaation laskentaan.

Barronin, Kjellmanin ja Hansbon mallit soveltuvat normaalikonsolidoituneille maakerroksille. Ylikonsolidaation huomioon ottaminen edellyttää numeeristen menetelmien, tai esim. ohjelman CRISP, käyttöä.

4.2

Ohjelman PYSTIS teoreettiset perusteet

a) Radiaalinen konsolidaatio

Tietokoneohjelma PYSTIS perustuu Kjellmanin kehittämään ja Hansbon täydentämään pystyojien radiaalista konsolidaatiota käsittelevään malliin /2/. Malliin liittyvät käsitteet on esitetty kuvassa 2 /2/.

Ohjelman PYSTIS "ytimen" muodostaa huokosylipaineen ajasta riippuvan jakautumakuvion määrittäminen.

- Perusmalli:

$$u = \frac{\gamma_w}{2k_c} \left(R^2 \ln \frac{\rho}{r} - \frac{\rho^2 - r^2}{2} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (1)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{1}{M} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} = - \frac{1}{M} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2)$$

- Pystyöjan vedenjohtokyky ja asennuksesta johtuva häiriintynyt vyöhyke mukana mallissa:

$$u = \frac{\gamma_w}{2k_c} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \left[R^2 \ln \frac{\rho}{r_s} - \frac{\rho^2 - r_s^2}{2} + \frac{k_c}{k'_c} (R^2 \ln s - \frac{r_s^2 - r^2}{2}) \right. \\ \left. + \frac{k_c}{k_w} (n^2 - 1) (2lz - z^2) \right] \quad (3)$$

Merkinnät

- u = huokosylipaine
- ε = pystymuodonmuutos
- σ = tehokas pystysuora lisäjännitys
- t = aika
- ρ = radiaalinen koordinaatti
- r = pystyöjan säde
- R = vaikutusalueen säde
- γ_w = veden tilavuuspaino
- k_c = maakerrostuman vaakasuora vedenläpäisevyyskerroin
- M = kokoonpuristuvuusmoduuli

r_s = häiriintyneen vyöhykkeen säde ($\geq r$)

k'_c = häiriintyneen vyöhykkeen vaakasuora vedenläpäisevyyskerroin

k_w = pystyjojan vedenläpäisevyyskerroin pitkittäis suunnassa

z = syvyys maanpinnasta

l = pystyjojan tehokas pituus

(välillä $u = 0 \rightarrow \frac{\partial u}{\partial z} = 0$)

$l = \frac{L}{2}$ pystyjojan alapää vettä hyvin läpäisevässä kerroksessa

$l = L$ alapää vettä huonosti läpäisevässä kerroksessa

L pystyjoitus syvyys

$s = \frac{r_s}{r}$

$n = \frac{R}{r}$

Kehittely jatkuu edelleen seuraavasti:

- Muodostetaan yhtälöistä (1) ja (3) keskimääräistä ja maksimihuokosylipainetta kuvaavat yhtälöt ja otetaan näissä huomioon muodonmuutos - huokospainevastaavuus (2). Hansbo /2/ on esittänyt yksityiskohtia keskimääräisen huokosylipaineen määrittämiseksi. Maksimihuokospaineen ehtona on $\rho = R$.
- Ratkaistaan näin syntyneet ensimmäisen asteen lineaariset differentiaaliyhtälöt.

Malli:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + K = 0 \Rightarrow u = C e^{-\int K dt} \quad (4)$$

K on vakio

C reunaehdoista riippuva vakio

Vakio C saadaan alkuehdosta

$$u = u_0, \text{ kun } t = 0$$

Sekä keskimääräisen että maksimihuokosylipaineen lausekkeet voidaan esittää muodossa (5):

$$u = u_0 e^{-8T_h/\mu} \quad (5)$$

$$T_h = \frac{c_h t}{D^2} ; \quad c_h = \frac{k_c}{\gamma w}$$

$$D = 2 R$$

Parametrin μ lauseke riippuu ko. tapauksesta. Yksinkertaisimmillaan perusmallissa keskimääräistä huokosylipainetta laskettaessa on approksimaatio:

$$\mu = \ln n - 0.75 \quad (6)$$

b) Aikaintegrointi

Radiaalista konsolidaatiota kuvaavien yhtälöiden alkuehtona on $u = u_0$ ajanhetkellä $t = 0$, mikä vastaa tilannetta, jolloin kuormitus laitetaan kokonaisuudessaan päälle ajanhetkellä $t = 0$, eikä kuormituksessa tapahdu tämän jälkeen muutoksia. Käytännössä kuormitustilanne on kuitenkin ajan mukana muuttuva. Tämän tarkka huomioon ottaminen johtaa esim. viskoelastisuusteoriassa käytössä olevien ns. hereditääristen integraalien käyttöön. Ongelma on ratkaistu ohjelmassa PYSTIS numeerisesti siten, että huokosylipaineiden u_0 sijasta käytetään pieniä huokospainelisäyksiä ja kutakin huokospainelisäystä vastaa oma aikakoordinaatisto, joka on ulkoisesti sidottu todelliseen aikaan. Omassa aikakoordinaatistossaan dissipoituneet huokospainelisäykset summataan lopussa todellisessa aikakoordinaatistossa. Menetelmää on havainnollistettu kuvassa 3 /12/.

c) Suurten painumien käsittely

Edellisessä kohdassa esitetty numeerinen integrointitapa mahdollistaa myös suurten painumien huomioon ottamisen.

Suurten painumien vaikutus voidaan jakaa kahteen osaan:

- geometrinen epälineaarisuuden huomioon ottaminen
- kuormitushistorian muutosten käsittely.

Geometrisen epälineaarisuus jakautuu edelleen kahteen osaan:

- suuret muodonmuutokset
- suuret siirtymät.

Näistä edellisellä on vaikutusta vain murtotilanteessa. Jälkimmäinen voidaan ottaa huomioon päivittämällä käsiteltävien kohtien koordinaatit siirtymiä vastaavasti. Päivitystarve on kuitenkin tarkistettava tapauskohtaisesti, koska se riippuu mm. parametrien määrittelyssä käytettyjen muodonmuutosten määrittelytavasta.

Pystyojakenttiä käsiteltäessä ilmeisesti suurin painumien aiheuttama vaikutus liittyy kuormitustilanteen muuttumiseen. Yksinkertaisimmillaan tilannetta voidaan havainnollistaa pohjaveden aiheuttaman nosteen avulla. Tällöin pohjavedenpinnan alapuolelle painunut maa-alkio kevenee nosteen vaikutuksesta ja aiheuttaa samalla omalta osaltaan pienentävän vaikutuksen kokonaiskuormaan. Edellytyksenä on, että penger pysyy kasassa. Painumien vaikutusta erilaisissa tilanteissa on havainnollistettu kuvassa 4 /12/.

Suuret painumat aiheuttavat ongelmia myös pystyojien toiminnalle. Pystyojien vedenjohtavuus saattaa tällöin pienentyä merkittävästi ja/tai kadota kokonaan. "Laadullisena" rajana pidetään 15 % suhteellista painumaa /7/. Tämä merkitsee, että esim. 10 m paksun pystyojitetun pehmeikön painuma saisi olla korkeintaan 1,5 m, jotta pystyojien toiminta ei häiriintyisi.

d) Jännitys- ja huokospainejakautuma

Ohjelmassa PYSTIS penkereestä aiheutuva pystyjännityksen jakautuminen syvyyden mukana otetaan huomioon Boussinesqin teoriaa käyttäen. Tällöin pystyjännityslisäys = huokospainelisäys u_0 ko. sisäisen aikakoordinaatiston alussa (kuva 5):

$$\Delta u_0(z) = \Delta \sigma_z(z) \quad (7)$$

Menetelmää käytetään normaalikonsolidoituneille maakeroksille.

Ylläolevan kaavan mukaista otaksumaa käytetään mm. ranskalais-ruotsalaisessa painumalaskentaohjelmassa CONMULT normaalikonsolidoituneilla alueilla. /8/

e) Painuman laskenta

Tehokas pystyjännitys σ'_z lasketaan kokonaisjännityksen σ_z ja huokospaineen u avulla:

$$\sigma'_z(z,t) = \sigma_z(z,t) - u(z,t) \quad (8)$$

Kokonaisjännitys σ_z on vallitsevan pystyjännityksen σ_0 ja pystyjännityslisäyksen $\Delta \sigma_z$ summa:

$$\sigma_z = \sigma_0 + \Delta \sigma_z \quad (9)$$

Muodonmuutos pystysuunnassa lasketaan Ohde-Janbun mallin mukaisesti:

$$\varepsilon_z(z,t) = \frac{1}{m\beta} \left[\left(\frac{\sigma_z'}{\sigma_v} \right)^{1-\beta} - \left(\frac{\sigma_o}{\sigma_v} \right)^{1-\beta} \right] \quad (10)$$

m = moduuliluku

β = jännityseksponentti

σ_o = vallitseva pystyjännitys

σ_v = vertailujännitys (100 kPa)

Ylläolevaa kaavaa käytetään normaalikonsolidoituneille kerroksille.

Painuma lasketaan summaamalla kerrosten pystysiirtymät:

$$w(t) = \sum_z \varepsilon_z \Delta z \quad (11)$$

4.3

Erikoistapauksia

a) Samanaikainen pystysuora ja radiaalinen konsolidaatio

Jos painuvan kerroksen paksuus on pieni ja/tai pystyjojaväli suuri, tulee sekä radiaalista että pystysuoraa konsolidaatiota käsitellä samanaikaisesti /3/, kuva 1a:

$$U(t) = U_H + U_Z - U_H U_Z \quad (12)$$

$$U_H = 1 - \frac{\bar{u}(t)}{u_o} \quad (13)$$

$U(t)$ = kokonaiskonsolidaatioaste

U_H = keskimääräinen radiaalisen konsolidaation aste

U_Z = pystysuoran konsolidaation aste

Muut merkinnät on esitetty kohdassa 4.2 a.

Pystysuoran konsolidaation aste lasketaan tavanomaisilla, käsikirjoissa esitetyillä tavoilla huokosylipaineen avulla.

b) Painuvaan kerrokseen jätetyt pystyojat

Tätä erikoistapausta on havainnollistettu kuvassa 6. Tehtävää voidaan käsitellä siten, että pystyjoitettujen kerrosten aika-painumakäyttäytyminen lasketaan radiaalista konsolidaatiota kuvaavien yhtälöiden avulla kohdassa 4.2 esitetyillä tavoilla. Pystyjoitetun alueen alapuolisten kerrosten aika-painumakäyttäytyminen lasketaan pystysuuntaisen konsolidaatioteorian avulla. Tällöin kuivatus ylöspäin tapahtuu pystyjoitettuun kerrokseen. Yläreunan reunaehtona käytetään paine-reunaehtoa:

$$u_0 = \bar{u}(t) \quad (14)$$

$\bar{u}(t)$ on keskimääräinen huokosylipaine pystyojien alapäässä

$\bar{u}(t)$ lasketaan kohdassa 4.2 esitetyllä tavalla.

Valitettavasti edelläolevan painereunaehdon käyttö pystyojien alapuolisissa kerroksissa edellyttää numeerisiin menetelmiin perustuvaa tietokoneohjelmaa. Mikäli pystyojien alla olevat painuvat kerrokset ovat paksuja, ei tehdä suurta virhettä, jos otaksutaan alapuolisten kerrosten konsolidoitumisen alkavan pystyjoitusajan jälkeen. Tällaiset tapaukset ratkeavat normaaleilla käsikirjoissa esitetyillä tavoilla.

c) Ylikonsolidoitunut maapohja

Jos esikuormitus σ_c on suurempi kuin maapohjaan vaikuttava kokonaisjännitys σ_z , ei pystyjoitus ole tarpeellista.

$$\sigma_z = \sigma_o + \Delta\sigma_z < \sigma_c \quad (15)$$

Tarkastellaan tilannetta, jolloin maakerrokset ovat hiukan ylikonsolidoituneita:

$$\sigma_z = \sigma_o + \Delta\sigma_z > \sigma_c > \sigma_o \quad (16)$$

Määritellään tehokkuuskerroin η seuraavasti:

$$\eta = \frac{\log \sigma_z - \log \sigma_c}{\log \sigma_z - \log \sigma_o} \quad (17)$$

σ_o on vallitseva pystysuora kuormitus

$\Delta\sigma_z$ on pystysuora jännityslisäys

Pystyjojen käyttö on Bjerrumin mukaan /3/ oikeutettua, mikäli tehokkuuskerroin $\eta > 0.6$.

Ylikonsolidoituneiden maakerrosten kokonaispainuma voidaan laskea, mikäli muodonmuutosten laskennassa (kohta 4.2 e) on otettu huomioon esikuormitus σ_c .

Sen sijaan ylikonsolidoituneiden kerrosten painuman, huokospaineen ja ajan välisen vuorosuhteen laskenta edellyttää numeeristen menetelmien tai esim. ohjelman CRISP käyttöä. Tämä johtuu siitä, että nykyisin käytössä olevissa pystyojateorioissa ei ylikonsolidaatiota ole otettu huomioon.

Jos tavanomaisia teorioita kuitenkin käytetään pystyojitusajan määrittämiseen, tulos on ilmeisesti "varmalla puolella".

4.4

Sekundäärinen konsolidaatio

Sekundäärisellä konsolidaatiolla on pystyojituskohteissa merkitystä jälkipainumien arvioinnissa. Jälkipainumista saattaa suurin osa olla sekundääristä konsolidaatiopainumaa. Erilaisista sekundääristä konsolidaatiota käsittelevistä teorioista tarkastellaan tässä Buismanin empiiristä menetelmää, mikä on laajimmalle levinnyt ja yleisesti hyväksytty, ja joka toimii pohjana pohjoismaisessa käytännössä.

Sekundäärisen konsolidaation katsotaan kehittyvän havaintojen mukaan logaritmisessa aika-asteikossa lineaarisesti primäärisen konsolidaation jälkeen (kuva 7). Painuman kehittymisnopeutta kuvataan sekundäärisellä konsolidaatiokertoimella C_α . C_α mitataan pitkäaikaisten ödometrikoiteiden tuloksista kuvassa 8 esitetyllä tavalla /9/:

$$C_\alpha = \frac{(\Delta h/H_o)}{\log(t_2/t_1)} (1 + e_o) \quad (18)$$

Kertoimen C_α määrittystä varten tarvittava aika-painuma-käyrä tulee valita tehtävän kannalta oikealta jännitys-alueelta. Jännitysalueen merkitystä on havainnollistettu kuvassa 9. Sekundäärisen konsolidaation merkitystä kuor-mapainumakoordinaatistossa on havainnollistettu kuvassa 10 /10/.

Sekundäärisen konsolidaatiopainuman ajallinen kehittyminen maapohjassa lasketaan - kun pengerkuorma pysyy vakiona - seuraavasti:

1. Tutkitaan primäärisen konsolidaatioteorian avulla alueet joissa huokosveden ylipaine lähestyy nollaa tiettyinä, ennalta valittuina aikoina.
2. Lasketaan sekundäärisen konsolidaatiopainuman suuruus em. alueilla:

$$\Delta w_i(t) = \frac{C_\alpha H_i}{1 + e_o} \log \frac{t}{t_{pr}} \quad (19)$$

$$t \geq t_{pr}$$

H_i on sen kerrostuman paksuus, jossa huokosylipaine on nolla

$\Delta w_i(t)$ sekundäärisen painuman suuruus

e_o alkuhuokosluku

t aika

- t_{pr}
- a) primääriseen konsolidaatioon kulunut aika eli aika mikä on kulunut huokosveden ylipaineen nollakohdan (likimain) saavuttamiseen.
 - b) Eräisen tutkijoiden mukaan ns. vertailuaika, joka voi olla pienempi kuin primääriseen konsolidaatioon kuluva aika. Tällöin primäärisen ja sekundäärisen konsolidaation otaksutaan tapahtuvan samanaikaisesti. Tämä aika voidaan määritellä myös ns. aikavastuksen eli muodonmuutosnopeuden käänteisluvun avulla (Janbu /4/). Buismanin teorian mukaisesti saadaan yhteys:

$$t = \frac{0.434 C_{\alpha}}{1 + e_0} \cdot \frac{dt}{d\varepsilon} \quad (20)$$

$$\frac{dt}{d\varepsilon} = R \quad \text{on aikavastus (kuva 11)}$$

Menetelmää on tarkemmin selostanut Janbu /4/.

Sekundäärisen konsolidaation alkamisajankohdaksi voidaan myös valita muodonmuutosten rajanopeus, kuten ohjelmassa CONMULT. Kun tämä rajanopeus alitetaan, alkaa tapahtua sekundääristä konsolidaatiota.

3. Summataan eri kerrostumien sekundääriset painumat:

$$w_s(t) = \sum_i \Delta w_i(t) \quad (21)$$

Pystyjoitusalueilla on primääriseen konsolidaatioon kuluva aika lyhyt (1 ... 3 v) ja radiaalinen konsolidaatio tapahtuu kerroksittain tasaisesti. Tällöin em. laskenta-kaaviossa vaiheessa 1 riittää, että tutkitaan kerroksittain keskimääräisen huokospaineen ajallinen nollakohta. Riittävää ylipengerrystä käytettäessä tämä on yleensä sama kuin ylipenkereen purkamishetki, jolloin sekundäärisen konsolidaatiopainuman laskelmat yksinkertaistuvat kaavan (19) avulla huomattavasti.

4.5

Esikuormitus

Esikuormituksen vähimmäismääränä on yleensä tulevan tienpengeren suuruinen kuorma. Tavallisin tapa on kuitenkin käyttää ylipengertä (kuva 12).

Esikuormituksen suuruuteen vaikuttavat yksinkertaistettuihin seuraavat tekijät:

- a) Penkereen vakavuus
- b) Esirakentamisaika
- c) Pystyjojaväli
- d) Kuormitushistoria

Edellä olevat tekijät ovat lisäksi toisistaan riippuvaisia. Lisäksi esikuormituksen suunnittelussa on otettava huomioon pohjarakennusohjeissa esitetyt varmuuskertoimet sortumista vastaan ja TVH:n ohjeissa esitetyt suositukset esikuormitusajan jälkeisille maksimipainumille ja painumaeroille.

a) Penkereen vakavuus

Tiepenkereet vastapenkereineen suunnitellaan tavallisesti siten, että varmuuskerroin liukusortumaa vastaan on työn aikana vähintään $F = 1.3$ ja käyttötilassa vähintään $F = 1.5$. Näiden vähimmäisehtojen tulee toteutua kaikissa eri rakentamisvaiheissa. Pienimmät varmuuskertoimet esiintyvät yleensä silloin, kun ylipenger on rakennettu täyteen korkeuteensa. Runsaasti kokoonpuristuvilla pehmeiköillä saattaa pienin varmuuskerroin esiintyä esikuormitusajan lopussa jos ylipenkereen korkeustaso pidetään vakiona tuomalla penkereeseen painumaa vastaava määrä massaa. Tällöin pohjamaahan mobilisoituva leikkausjännitystila kasvaa koko esikuormitusajan. Toisaalta tehokkaan jännitystilan kasvu lisää Mohr-Coulombin lain mukaisesti myös leikkauslujuutta. Tämän lisäyksen huomioonottaminen edellyttää kolmeaksiaalikokeiden suorittamista.

Penkereen vakavuus lasketaan tavallisesti liukupintalaskelmilla.

Toinen varmuuskerrointa rajoittava tekijä liittyy plastiisiin muodonmuutoksiin. Deviatorisista jännityksistä aiheutuvat plastiset pysyvät muodonmuutokset ovat esikuormituksen kannalta turhia ja saattavat muodostua pystyjojen toiminnalle haitallisiksi. Teoreettisesti, kun on kysymyksessä ideaalikimmoplastinen isotrooppinen ja homogeeninen koheesiomaa, plastisia muodonmuutoksia alkaa kehittyä varmuuskertoimen arvolla $F = 1.64$. Käytännössä raja plastisten muodonmuutosten synnylle on $F = 2 \dots 3$ savikerrosten anisotrooppisuuden ja epähomogeenisuuden takia. Em. syystä pystyjoituskohteet tulisi suunnitella siten, että varmuuskerroin F on huomattavasti suurempi kuin mitä varmuus pelkkää liukusortumaa vastaan edellyttää. Yksityiskohtaisia suosituksia varmuuskertoimen arvolle ei voi esittää ilman mittavia tutkimuksia ko. koh-teessa, mutta "peukalosääntönä" voisi pitää $F = 1.5 \dots 2$.

Lujiteverkkojen käytöstä tiepenkereessä on seuraavia etuja:

- Penger pysyy paremmin "kasassa" työn aikana.
- Lujiteverkkojen avulla "pakotetaan" liukupinta syvemmälle maapohjaan. Jos leikkauslujuus kasvaa maapohjassa syvyyden mukana, saadaan lujiteverkkojen avulla varmuuskerrointa nostettua. Lisäksi saadaan estettyä paikallisia, penkerein reunaosien kautta tapahtuvia liukusortumia.

b. Esirakentamisaika

Ylipenkereen korkeus, esirakentamisaika, pystyoväli ja kuormitushistoria ovat - kyseessä oleviin pohjasuhteisiin sovitettuna - toisistaan riippuvia tekijöitä yhdessä sallittavan jälkipainuman tai jälkipainumisnopeuden kanssa.

Jos deviatorisista jännityksistä aiheutuvat plastiset siirtymät jätetään pois (kts. edellinen kappale), painumat koostuvat kolmesta eri painumalajista (kuva 7):

$$s(t) = s_i + s_c(t) + s_s(t) \quad (22)$$

$s(t)$ = kokonaispainuman suuruus ajanhetkellä t

s_i = alkupainuma

$s_c(t)$ = primäärinen konsolidaatiopainuma

$s_s(t)$ = sekundäärinen konsolidaatiopainuma

Alkupainuma muodostuu penkereen rakennusaikana tapahtuvista kimmoisista tai kimmoplastisista muodonmuutoksista. Primäärinen konsolidaatiopainuma aiheutuu huokosveden ylipaineen dissipoitumisesta. Sekundäärinen painuma aiheutuu raerungon ajasta riippuvista muodonmuutoksista, kun huokosveden ylipaine on nolla ja kuorma pysyy vakiona. Konstitutiivisesta mallista riippuen, primäärisen ja sekundäärisen konsolidaation katsotaan tapahtuvan ko. mallissa joko samanaikaisesti tai peräkkäin. Rakennuspaikalla primäärinen ja sekundäärinen konsolidaatio tapahtuu - mallista riippumatta - osittain samanaikaisesti, koska huokosveden ylipaine dissipoituu eri paikoissa ja syvyyksissä eri tahdissa.

Alkupainuma on ajasta riippumaton, ja se lasketaan pysty-
ojituskentässä tavanomaisia kerroksellisia maapohjalle johdettuja laskentamenetelmiä käyttäen, ts. pysty-
ojien vaikutusta ei oteta huomioon (kts. Geomekaniikka I, sivut 371-379) /6/. Primäärinen konsolidaatiopainuma lasketaan kappaleissa 4.1, 4.2 ja 4.3 esitettyjen laskentamenetelmien avulla. Sekundäärinen konsolidaatiopainuma lasketaan kappaleessa 4.4 esitetyillä menetelmillä.

Aikapainumakäyttäytymisen hallinta muodostaa perustan pysty-
ojituksen suunnittelua varten.

Suuruusluokallisesti voidaan ylikuormituksen, esirakentamisajan ja pysty-
ojavälin keskinäiset vuorosuhteet arvioida kuvassa 12 esitetyjä merkintöjä käyttäen seuraavasti:

1. Oletetaan primäärisen konsolidaation tapahtuneen täydellisesti ylikuormituksen poiston jälkeen, ts. esirakentamisajan jälkeinen tavoitteellinen konsolidaatioaste $U = 100 \%$. Jälkipainumat muodostuvat tällöin pelkästään sekundäärisestä konsolidaatiosta.

2. Annetaan alkuarvo ylikuorman suuruudelle q_s ja lasketaan esirakentamisajan tavoitteellinen konsolidaatioaste \bar{U} :

$$\bar{U} = \frac{q_p}{q_p + q_s} U \quad (23)$$

q_p on lopullinen pengerkuorma

U on esirakentamisajan jälkeinen tavoitteellinen konsolidaatioaste

3. Annetaan alkuarvo esirakentamisajalle.
4. Määritetään pystyojien mitoitusnomogrammista (esimerkki kuvassa 13) tarpeellinen pystyojaväli konsolidaatiokertoimen c_h , esirakentamisajan ja tavoitteellisen konsolidaatioasteen \bar{U} avulla.
5. Muutetaan tarvittaessa esirakentamisaikaa kohdassa 3 ja jatketaan kohdasta 4.
6. Muutetaan tarvittaessa ylikuorman suuruutta q_s kohdassa 2 ja jatketaan mitoitusprosessia kohdasta 2.

7. Mikäli sekundääriset painumat ovat huomattavasti sallittuja jälkipainumia pienempiä, voidaan tavoitteellinen esirakentamisajan jälkeinen konsolidaatioaste U kohdassa 1 määritellä pienemmäksi kuin 100 %. Tällainen määrittely edellyttää sekä primäärisen että sekundäärisen painuman laskemista ajan funktiona. Mitoitusprosessia jatketaan kohdasta 2.

Ylläoleva suuruusluokallinen mitoitus tapa olettaa lineaarisen riippuvuuden vallitsevan kuormien ja painumien välillä, eikä siinä oteta huomioon muutoksia kuormahistoriassa. Em. mitoitus tapa antaa joissakin tapauksissa liian optimistisen tuloksen. Tästä syystä mitoitus tulisi tarkistaa - etenkin runsaasti kokoonpuristuvassa maapohjassa - kohdissa 4.1 ... 4.4 esitettyjä menetelmiä käyttäen.

Joissakin tapauksissa saattavat sekundääriset konsolidaatiopainumat olla suurempia kuin sallittavat jälkipainumat. Tällöin pysyöjitus ei yleensä ole sopiva pohjarakennustapa. Erikoistapauksissa, jolloin korkealaatuisia tutkimustuloksia on käytettävissä, voidaan sekundäärisen konsolidaatiopainuman nopeutta pienentää esirakentamisaikaa kasvattamalla (tai pystyöjaväliä pienentämällä) kuvassa 14 esitetyn periaatteen mukaisesti. Menetelmä perustuu siihen, että sekundäärinen konsolidaatiokerroin on ylikonsolidoituneella osalla yleensä huomattavasti pienempi kuin normaalikonsolidoituneella osalla (katso kohta 4.4). Menetelmän käyttö edellyttää tavallisesti esirakentamisajan tavoitteellisen konsolidaatioasteen $\bar{U} = 100 \%$ (kaava 23) saavuttamista, toisin sanoen $t_s \geq t_p$ (kuvat 12, 14). Lisäehtona on riittävän ylikonsolidaatioasteen saavuttaminen ylipenkereen poiston jälkeen. Tarvittava ylikonsolidaatioaste mitataan pitkäaikaisilla ödometrikokeilla.

Tavallisimmat suunnittelussa käytetyt esirakentamisajat vaihtelevat 1 vuoden ja 3 vuoden välillä. Käytettävissä olevat esirakentamisajat tulee hyvissä ajoin ottaa selville muun suunnittelu- ja rakentamisorganisaation kanssa.

c) Pystyöjaväli

Pystyöjaväli mitoitetaan kohdassa b) esitettyjen mitoitusmenetelmien avulla. Pystyöjaverkon muodon (kolmio-, nelikulmioverkko) vaikutusta on käsitelty kohdassa 4.1.

Suurin tarkoituksenmukainen pystyöjaväli määräytyy samanaikaisen pystysuoran ja radiaalisen konsolidaation (kohdassa 4.3) sekä käytettävissä olevan ylikuormituksen ja esirakentamisajan avulla.

Pienin tarkoituksenmukainen pystyöjaväli määräytyy pystyöojien asennusvaiheessa syntyvän häiriintyneen vyöhykkeen laajuuden ja ominaisuuksien perusteella. Nämä taas riippuvat käytettävissä olevasta pystyöjituslaitteistosta ja -tekniikasta. Häiriintyneen vyöhykkeen vaikutus voidaan ottaa mitoituksessa huomioon kohdassa 4.2 esitettyjen kaavojen avulla.

Tavallisesti pystyöjavälin vaihtelualue on 0.8 ... 1.5 m.

d) Kuormitushistoria

Kuormitushistorian (= kuorman ja ajan välisen vuorosuhteen) avulla voidaan jonkin verran säädellä painumisnopeutta ja esirakentamiseen tarvittavaa aikaa. Esimerkkejä erilaisista kuormitushistorioista on esitetty kuvassa 15.

Teoreettisesti on edullisinta rakentaa ylipenger mahdollisimman nopeasti täyteen korkeuteensa. Tällöin primäärinen konsolidaatioprosessi pääsee täyteen "vauhtiinsa" mahdollisimman aikaisessa vaiheessa.

Ylipenkereen korkeudelle ja yleensäkin kuormitushistorialle asettaa maapohjan vakavuus ja plastisoituminen omat "reunaehdonsa" kohdan 4.5 a) mukaisesti. Kun nämä reunaehdot yhdessä maapohjan lujittumisen kanssa otetaan huomioon, saadaan kyseessä oleviin olosuhteisiin sopiva optimaalinen ratkaisu kuormitushistorialle. Tätä käytetään hyväksi esim. vaiheittain rakentamisessa.

Jos painumat ovat huomattavia, joudutaan miettimään, kannattaako ylipengertä korjata painumia vastaavasti. Mikäli pengertä ei korjata, kuorma pienenee ajan mukana (kuva 15). Jos taas pengertä korjataan painumia vastaavasti, kuorma kasvaa ajan mukana. Jälkimmäinen tapa on painumisnopeuden kannalta vähän parempi, mutta edellyttää rakentamistoimenpiteitä esirakentamisaikana.

Erilaiset kuormitushistoriat voidaan pystyöjituksen mitoitusta varten ottaa huomioon kohdassa 4.2 esitettyjä menetelmiä käyttäen.

Lopuksi on todettava, että pystyjoituksen mitoituksessa tehtyjä karkeita virheitä ei yleensä pystytä korjaamaan ennakolta sovitun esirakentamisajan puitteissa kuormitus-historiaa muuttamalla. Tämä johtuu siitä, että virheet tavallisesti paljastuvat melko myöhäisessä vaiheessa, ja edes optimaalista kuormitushistoriaa käyttämällä ei painumia saada nopeutettua riittävästi.

5

SEURANTAMITTAUSTEN JÄRJESTELY

Seurantamittausten osalta piiri huolehti poikkileikkaus-vaaituksista sekä painumalevyjen ja letkupainumamittareiden asennuksesta ja mittauksesta. Insinööritoimisto Y-Suunnittelu asensi huokospainekärjet ja huolehti huokospaineiden mittauksesta.

a) Kuormituksen seuranta

Kuormituksen seuranta perustui pääasiallisesti poikkileikkausvaaituksiin, joilla saatiin selville tiepenkereen ja vastapenkereiden korkeudet. Pengermateriaalien tilavuuspainot arvioitiin kokemusperäisesti ohjeen TVH 722068 (Standardin SFS 4315 Pohjarakennusohjeet soveltaminen sillansuunnittelussa) taulukkoa 1 hyväksikäyttäen, lisäksi tehtiin vesivolymetrikokeita. Pystykuorman suuruus q laskettiin poikkileikkauksittain penkereen tilavuuspainon γ ja pengerkorkeuden h avulla:

$$q(x) = \gamma(x) \cdot h(x) \quad (24)$$

x on etäisyys keskilinjasta

Kohteissa, joissa oli huokospaineen seuranta, kuormituksen suuruus tarkistettiin esirakentamisajan alussa huokospaineen muutosten avulla.

b) Painumien seuranta

Painumien seuraamiseksi tiepenkereen reunaosiin asennettiin painumalevyjä (kuva 16) ennalta valittuihin poikkileikkauksiin ennen penkereen rakentamista. Painumien suuruus saatiin painumalevyjen korkeusaseman vaaituksella.

Painumia seurattiin eräissä poikkileikkauksissa myös letkupainumamittarilla. Tulokset olivat kuitenkin - ilmeisesti rakennustöistä johtuen, keskenään, sekä painumalevymittausten kanssa ristiriitaisia, josta syystä niitä ei esitetä tässä raportissa.

c) Huokospaineiden seuranta

Huokospaineekärjet (tyyppiä BAT, kuva 17 b) asennettiin eräisiin ennalta valittuihin poikkileikkauksiin tiepenkereen reunaosiin ennen penkereen rakentamista. Huokospaineekärjet sijoitettiin nauhapystyöjen muodostaman nelikulmion keskipisteeseen 3 ... 6 metrin syvyyteen maan pinnasta. Huokospaineekärkiä asennettiin ennen esirakentamisen aloittamista ainoastaan välin Raisionlahti - Pitkämäki pystyöjakentille. Myöhemmin joulukuussa 1988 asennettiin tarkistuksen ja jälkiseurannan vuoksi huokospaineekärjet mallia BORROS (kuva 17 a) Lietsalan, Emäntäkoulun, Raisionlahden ja Metsäaron pystyöjakentille.

Painuma- ja huokospainemittauksia suoritettiin esirakentamiskauden ensimmäisen kuukauden aikana noin kerran viikossa ja tämän jälkeen ensimmäisen vuoden aikana noin kerran kuukaudessa. Myöhemmin mittauksia harvennettiin suoritettavaksi kerran kahdessa kuukaudessa. Huokospainemittauksia häiritsi talviaikoina putkissa jäätyvä vesi.

6

LASKENTAENNUSTEET JA SEURANTAMITTAUSTEN TULOKSET

Välin Raisionlahti - Pitkämäki pystyajakenttien mitoitus suoritettiin kesällä 1985 - keväällä 1986 kohdassa 4.5 b) esitettyä likimääräismenetelmää soveltaen. Koska menetelmä havaittiin liian likimääräiseksi ja puutteelliseksi erityisesti silloin, kun painumat ovat huomattavia, käynnistettiin Insinööritoimisto Y-Suunnittelussa keväällä 1986 hanke tarkemmin mitoittustavan laatimiseksi. Tämä mitoittustapa laadittiin kesällä 1986 tietokoneohjelman muotoon, ja ohjelmalle annettiin nimeksi PYSTIS. Ohjelmaan liittyviä teoreettisia yksityiskohtia on selostettu kohdassa 4.2.

Tietokoneohjelman valmistumisen jälkeen tehtiin uudet ennusteet välin Raisionlahti - Pitkämäki pystyajakentille. Krookilan ja Metsäaron kentillä oli tällöin tehty seurantamittauksia jo puolen vuoden ajan. Ennusteet laadittiin kuitenkin suunnitelmien ja laboratoriotutkimustulosten perusteella. Seurantamittautulosten ja ennusteiden samanlaisuus oli merkittävä.

Myöhemmin laskettiin ennusteet välin Naantalinsalmi - Raisionlahti pystyajakenttien käyttäytymiselle. Myös nämä ennusteet perustuivat suunnitelmapiirustuksiin ja laboratoriotutkimustuloksiin.

Seurantamittausten tulokset ja ohjelmalla PYSTIS tehdyt ennusteet on esitetty pystyjoituskohteittain kuvissa 12 - 28. Tuloksista voidaan tehdä seuraavia johtopäätöksiä:

1. Perno, Metsäaro

a) Paalu 3300

Kuvassa 18 on esitetty painuma- ja huokospainemittausten tulokset. Kohteessa oli 2 painumalevyä ja 3 huokospainekärkeä. Tulokset edustavat mittausten keskiarvoja. Tulosten hajonta oli pieni, painumien osalta 4 cm maaliskuussa 1988.

Kuvassa 18 on esitetty myös laskettu painumaennuste yhteinäisellä viivalla. Laskennassa käytetyt painumaparametrit on esitetty liitteessä 13. Maakerrokset ovat pystyjoitussyvyyteen normaalikonsolidoituneita.

Laskenta on tehty ainoastaan pystyjoitussyvyyteen asti ohjelmalla PYSTIS. Pystyjojen vedenjohtavuutta eikä asennusvaiheen häiriintynyttä vyöhykettä ole otettu huomioon laskelmissa.

Pystyjojen alapuolisten kerrosten ylikonsolidaation takia näiden kerrosten painumat ovat tehtävän kannalta merkityksettömän pieniä. Sekundäärinen konsolidaatio on ylimpenkereiden painuma-aikana mukana osittain painumaparametreissa, koska ne on laskettu tavanomaisia, 1 vrk:n ödometrikokeiden kuormitusportaita käyttäen.

Kuvasta 18 havaitaan, että maapohjaan jää ylipenkereen poiston jälkeen huokosveden ylipainetta, jolloin primääriset painumat jatkuvat likimain nopeudella 15 cm vuodessa. Tästä syystä lopullista tiepengertä kevennettiin lisäksi 60 cm paksulla kevytsorakerroksella, jonka kevennysvaikutus on noin 10 kPa. Kevennykseen varauduttiin jo työselityksessä. Ennusteen mukaan tällaisen rakenteen painumisnopeus on noin 7 cm vuodessa ensimmäisenä vuonna, ja pienenee myöhemmin. Sekundäärisen painuman suuruus on ensimmäisinä tien valmistumisen jälkeisinä vuosina 2 ... 3 cm vuodessa. Noin 2 - 3 vuoden kuluttua tien valmistumisesta painumat ovat pelkästään sekundäärisiä painumia.

Tiepenkereen viereen vastapenkereen reunaan asennetussa huokospaineputkessa on tien valmistumisen jälkeen mitattu noin 10 kPa:n suuruinen huokosylipaine. Ennustettua hiukan suurempi ylipaine selittyy sillä, että asennuskohdassa pystyjojaväli on 1,5 m, kun se tiepenkereen alla on 1,0 m.

TVL:n Turun piiri on suorittanut valmiin tienpinnan vaatituksia lokakuussa 1988 ja elokuussa 1989. Vaaituspisteiden kohdat paaluittain sekä mitatut painumat on esitetty oheisessa taulukossa.

Taulukko 1: Mitatut jälkipainumat Metsäaron pystyjojakentällä

Piste	Paalu	10 kk:n painuma, cm
1	3680 vas	2.2
2	3680 kl	1.1
3	3680 oik	2.5
4	3575 vas	4.2
5	3575 kl	2.3
6	3575 oik	5.0

7	3470 vas	8.8
8	3470 kl	8.1
9	3470 oik	9.8
10	3365 vas	9.1
11	3365 kl	8.6
12	3365 oik	9.0
13	3245 vas	5.6
14	3245 kl	4.1
15	3245 oik	5.2
16	3145 vas	5.4
17	3145 kl	4.9
18	3145 oik	8.0

Vas ja oik tarkoittavat ajoradan reunaviivaa.

Paalulla 3680 tie on perustettu kovalle pohjalle, jolloin nämä painumat edustanevat tierakenteen tiivistymisestä aiheutuvia painumia. Mikäli mitatuista painumista vähennetään penkereen tiivistymisen osuus, ovat 10 kk:n painumat suurimmillaan noin 7 cm:n luokkaa, mikä vastaa ennustettua.

Mittausten ja ennusteiden perusteella tiellä tulee olemaan painumien suhteen kohtuullinen standardi (toivottavaa standardia pienempi, katso TVH, maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita 1972, osa IV, sivu 155).

b) Paalu 3480

Kuvassa 19 on esitetty painuma- ja huokospainemittausten tulokset. Ne edustavat mittausten keskiarvoja.

Kuvassa 20 on esitetty myös laskettu painumaennuste liitteen 16 painumaparametreja käyttäen. Ennuste antaa tässä tapauksessa hiukan liian optimistisen kuvan painumista. Vertailun vuoksi on tehty myös laskenta käyttäen muuten samoja kuormitustietoja ja painumaparametreja kuin edellä mutta olettamalla vaakasuoran konsolidaatiokertoimen olevan 50 % suurempi kuin pystysuora konsolidaatiokerroin. Mittaustulokset asettuvat tällöin kummankin laskentatuloksen väliin. Ennuste olisi todennäköisesti tarkentunut tekemällä lisää sekä pysty- että vaakasuuntaisia ödometrikokeita.

Myös tässä tapauksessa maapohjaan jää ylipenkereen poiston jälkeen huokosveden ylipainetta. Tästä aiheutuu ensimmäisinä vuosina primäärisiä painumia noin 15 cm vuodessa. Tiepengertä kevennettiin 60 cm paksulla kevytso-rakerroksella, jolloin primääripainumat saatiin ennusteen mukaan pudotettua ensimmäisenä valmistumisen jälkeisenä vuotena noin 7 cm:iin vuodessa. Tähän on lisättävä sekundääripainuman osuus, mikä jäljempänä esitettyjen laskelmien mukaisesti on noin 2 cm ensimmäisenä valmistumisen jälkeisenä vuonna, jolloin summaksi saadaan 9 cm. Tämä vastaa mitattuja 10 kk:n jälkipainumia, kun penkereen tiivistymisen osuus on vähennetty mitatuista painumista.

Oheisena on esitetty esimerkinluonteisesti sekundääripainuman nopeuden laskenta (kts. kohta 4.4):

- Parametrien homogeenisuuden takia valitaan vain 1 kerros syvyysväliltä -1.0 ... -11.0.

- Laskentakaava:

$$w(t) = \frac{C_{\alpha} H}{1 + e_o} \cdot \log \frac{t}{t_{pr}} \quad (19 \text{ bis})$$

$$H = 10 \text{ m} \quad C_{\alpha} = 0.05 \quad e_o = 2.5$$

$$t_{pr} = 2.33 \text{ V} \quad (\text{ylipenkereen poiston ajankohta})$$

Sijoittamisen jälkeen saadaan tulokset:

t, vuotta	Δt , vuotta	w, cm
2.33	0	0
3.33	1	2.2
4.0	1.7	3.4
5.0	2.7	4.7
10.0	7.7	9.0
20.0	17.7	13.3

Δt on aika ylipenkereen poistosta

c) Pituussuuntaiset painumat

Tien pituussuuntaiset painumat ylipengerryksaikana on esitetty kuvassa 20. Näillä ja taulukossa 1 esitetyillä mitatuilla jälkipainumilla on olemassa jonkinlaista korrelaatiota, kuten odottaa saattaakin.

Mittausten ja ennusteiden perusteella tien pituussuuntaiset kaltevuuden muutokset tulevat olemaan toivottavaa standardia pienempiä.

2. Krookila

Painuma- ja huokospainemittausten tulokset rampin paalulta 260 on esitetty kuvassa 21. Samassa kuvassa on myös esitetty laskettu painumaennuste. Yhteensopivuus on varsin hyvä vaikka ödometrikokeita tehtiin niukanlaisesti. Laskelmat on tehty pystyjoitusyvyteen saakka.

Pystyjoitusyvyden alapuolella on painuvia, osittain ylikonsolidoituneita kerroksia, joissa painumat ovat pieniä ja tapahtuvat erittäin hitaasti. Näiden painumien vaikutus on laskettu näkyvän vasta vuosien kuluttua tien käyttöönoton jälkeen seuraavasti (kts. kohta 4.3 b):

Aika tien käyttöönotosta, vuotta	Painuma, cm
5	6
10	9
20	13
30	16
40	18

Ylipenkereen poiston jälkeen tapahtuu samanaikaista primääristä ja sekundääristä painumaa, jonka suuruudeksi arvioidaan ennusteen mukaan poistoa seuraavana vuotena 11 cm. Painuma pienenee ajan mukana siten, että noin 3 vuoden kuluttua ylivenkereen poistosta painumisnopeus on noin 4 cm vuodessa.

Ennusteen perusteella painumat ovat toivottavan ja minimistandardin välissä, mutta keskittyvät, kuten edellä on todettu, 2 - 3 ensimmäiseen vuoteen ylipenkereen poistosta.

3. Raisionlahti

Painuma- ja huokospainemittausten tulokset sekä ennuste on esitetty kuvassa 22.

Savikerrostumat ovat tässä tapauksessa ylikonsolidoituneita jopa siten, että kohdassa 4.3 c esitetty Bjerrumin tehokkuuskerroin η on pienempi kuin 0.6. Pystyöjituksella on kuitenkin haluttu varmistaa primäärisen konsolidoitumisen onnistuminen. Lisäksi savikerrostuman yläosa on humuspitoista, jolloin pystyöjia käyttämällä on voitu vähentää sekundääripainumia kohdassa 4.4 ja 4.5 b esitetyllä tavalla.

Kuten teoreettisessa osassa on todettu, ei klassiseen maamekaniikkaan perustuvilla pystyöjitusteorioilla pystytä toistaiseksi hallitsemaan osittain ylikonsolidoituneiden maakerrosten käyttäytymistä. Tämä näkyy erittäin selvästi huokospaine-ennusteessa, mikä kuvassa 22 antaa aivan liian pessimistisen käsityksen huokospaineiden vähenemisestä. Valitettavasti tässä kohteessa huokospaineanturit toimivat huonosti.

Ennusteen mukaan on ylipenkereen poiston jälkeen odotettavissa primäärisiä jälkipainumia. Tilanteen syvällisemmän pohdinnan jälkeen on varmaa, ettei primäärisiä jälkipainumia kuitenkaan esiinny. Lisäksi sekundääriset jälkipainumat tulevat olemaan merkityksettömän pieniä.

4. Hahdenniemi

Tässä kohteessa oli tarkoitus varmistaa huokospaineantureiden avulla huokosylipaineen purkautuminen painuma-aihana. Tämä asia varmistui mittauksilla.

5. Luolala

a) Paalu 4240

Tältä kohdalta ei ole mittaustuloksia. Painumaennuste on esitetty kuvassa 23.

Ennuste on laadittu liitteessä katkoviivalla esitettyjä parametreja käyttäen. Tällöin on otettu huomioon painuvan kerrostuman keskivaiheilla ja alaosassa esiintyvä lievä ylikonsolidaatioaste. Painuvan kerrostuman keskivaiheilla on suuren humuspitoisuuden takia kuitenkin odotettavissa huomattavia sekundäärisiä painumia.

Kuvasta 23 havaitaan painuman olevan 2 vuodessa noin 2 metrin luokkaa. Merkittävämpää on kuitenkin tässä tapauksessa huokospaineen kehittyminen: Ylipengerryksellä ei pystytä nopeuttamaan konsolidoitumisprosessia. Lopputuloksena on, että jälkipainumat tulevat olemaan muutamassa vuodessa penkereen korkeuden (1 metri) luokkaa, jolloin ko. pehmeikön kohtaa joudutaan korjaamaan jatkuvasti koko odotettavissa olevan käyttöiän.

Edellä olevan takia ko. pehmeikön kohdan pohjavahvistustapaa muutettiin pystyjoituksesta paalulaataksi plv 4220-4420.

b) Paalu 4380

Luolalan paalulaatta ulottuu paalulle 4420. Plv 4420-4500 on noin 1 m paksu kevytsorakevennys.

Kuvassa 24 on esitetty painumaennuste ja mitattuja painumia paaluilta 4380, 4450 ja 4520. Paalujen 4450 ja 4520 painumat on esitetty "täydellisyyden" vuoksi, vaikkakaan painuvan kerroksen paksuudet ja ominaisuudet eivät täysin vastaa paalun 4380 ominaisuuksia.

Ennuste on laadittu tavanomaisten ödometrikokeiden tulosten perusteella ja tällöin on otettu huomioon syvemmillä olevien maakerrosten lievä ylikonsolidoitumisaste.

Painumamittausten ja ennusteen perusteella tien katsotaan täyttävän sekä kevennetyllä että keventämättömällä osuudella painumien suhteen toivottavan standardin vaatimukset.

6. Emäntäkoulu

Mitatut painumat ja painumaennuste on esitetty kuvassa 25. Ennustetta laskettaessa on lähdetty otaksumasta, että 5 m syvemmillä olevat kerrokset ovat lievästi ylikonsolidoituneita.

Kuten kuvasta 25 havaitaan, mittaustulokset ja ennuste poikkeavat huomattavasti toisistaan. Suurin syy poikkeamaan on näytteiden ja/tai kokeiden huono laatu, vaikka kokeita muuten onkin tehty kohtuullinen määrä.

Ennusteessa ei ole otettu huomioon penkereen korotuksen vaikutusta. Jälkitoimenpiteet on arvioitu pelkästään painumamittaushavaintojen perusteella.

Mittausten perusteella tien jälkipainumien arvioidaan olevan merkityksettömän pieniä.

7. Vanto

8. Satulavaha

9. Lietsala

Kohteiden 7 - 9 painumamittaushavainnot ja ödometrikokeisiin perustuvat ennusteet on esitetty kuvissa 26, 27 ja 28. Ennusteet ja mittaustulokset poikkeavat toisistaan merkittävästi. Suurin syy poikkeamiin on näytteiden ja/tai kokeiden huono laatu ja osittain myös kokeiden riittämätön määrä. Jälkitoimenpiteet on kohteissa arvioitu painumamittaushavaintojen perusteella.

Mittausten perusteella kohteiden jälkipainumien arvioidaan olevan selvästi toivottavaa standardia pienempiä.

7

MITTAUKSISTA JA ENNUSTEISTA VEDETTÄVÄT JOHTOPÄÄTÖKSET

Mittauksista ja ennusteista saatu tärkein havainto on, että ainakin Turun ja Naantalin välisten savikkojen pysyöjitus on mahdollista suunnitella erittäin tarkasti siten että se vastaa todellista käyttäytymistä. Seuraavat "reunaehdot", jotka liittyvät yleensäkin maanvarais-ten penkereiden suunnitteluun, tulee kuitenkin toteuttaa:

- Kerrosrajat ja pohjavesipinnan asema on selvitettävä
- Häiriintymättömien näytteiden näyttenottotekniikan tulee olla mahdollisimman hyvä

- Ödometrikokeiden huolelliseen suoritukseen tulee kiinnittää huomiota
- Yleensä tarvitaan sekä pysty- että vaakasuuntaisia ödometrikokeita
- Automaattiödometreilla suoritettujen kokeiden lisäksi tarvitaan ainakin tarkistuksen vuoksi ja sekundääripainumien selvittämiseksi myös tavanomaisia ödometrikokeita
- Pystyjoitukseen ja yleensäkin maanvaraisten penkereiden suunnitteluun liittyvä geotekninen teoria tulee sisäistää. Vaikka edistyneempiä, suunnittelun apuvälineinä olevia tietokoneohjelmia ei olisikaan käytettävissä, päästään tavanomaisilla menetelmilläkin kohtuullisiin tuloksiin. Tärkeimpiä huomioon otettavia seikkoja ovat mm:
 - Esikuormitustekniikka
 - Maakerrosten ylikonsolidaatio
 - Suuret painumat
 - Sekundääriset painumat
- Painumien ja erittäin mielellään myös huokospaineiden kehittymistä tulee seurata pystyjoituskohteissa. Mikäli mittaustulokset poikkeavat ennustetuista, tulee selvittää poikkeamien syyt ja varautua suunnitelmien muutoksiin.

8

YHTEENVETO

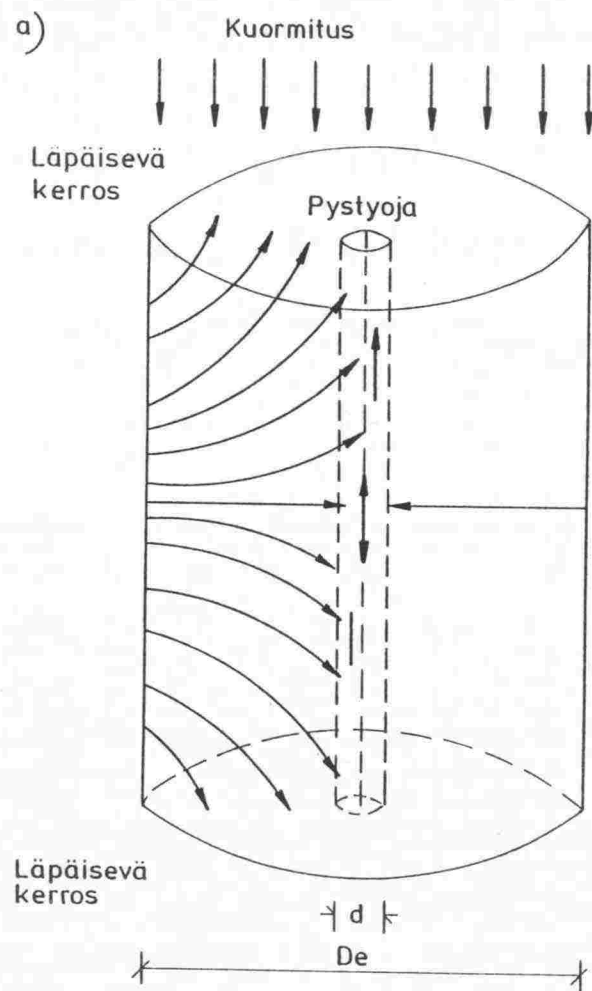
Naantalin - Turun maantien nro 189 pystyjoituskohteet on analysoitu tietokoneohjelman PYSTIS avulla. Analysoinnissa ja erityisesti jälkipainumien laskennassa on käytetty hyväksi raportin teoreettisessa osassa esitettyjä menetelmiä. Laajahkon teoreettisen osan tarkoituksena on lisäksi ollut tämän hetkisen hyvän suunnittelukäytännön esittäminen myöhempiä pystyjoituskohteiden suunnittelua ja valvontaa varten.

Pystyjoituskohteiden analysointi on osoittanut jälkipainumien pysyvän kohtuullisen standardin rajoissa. Yleispiirteisesti ko. kohteiden pystyjoittaminen on osoittautunut myös teknisesti hyväksi ja taloudelliseksi esirakentamistavaksi. Korkealuokkaisia pohjatutkimuksia ja hyvää suunnittelutapaa käyttäen on havaittu olevan mahdollista ennustaa pystyjoituskohteiden tuleva käyttäytyminen erittäin tarkasti ja saada näin aikaan teknisesti toimivia ja taloudellisia pohjavahvistusratkaisuja.

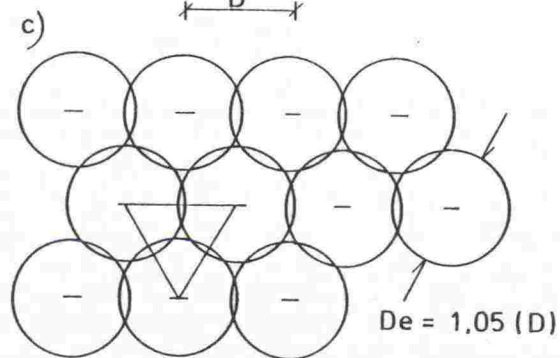
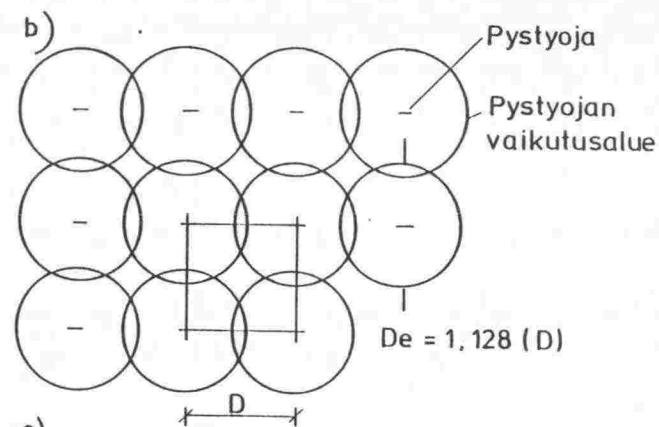
KIRJALLISUUS

- /1/ Britto, A.M., Gunn, M.J., Critical State Soil Mechanics via Finite Elements. Ellis Horwood Limited, Chichester, 1987.
- /2/ Hansbo, S., Consolidation of Fine-Grained Soils by Prefabricated Drains. 10. ICSMFE, Stockholm, 1981. A.A. Balkema, Rotterdam, 1981.
- /3/ Jamiolkowski, M., Lancelotta, R., Wolski, W., Precompression and Speeding up Consolidation. General Report. 8. ECSMFE, Helsinki, 1983. A.A. Balkema, Rotterdam, 1984.
- /4/ Janbu, N., Grunnlag i geoteknikk. Tapir Forlag, Trondheim, 1970.
- /5/ Järvenmäki, P., Pernon saven ja Lokalahden liejun mekaaniset ominaisuudet. Diplomityö, TKK, R-osasto, 1985.
- /6/ Korhonen, K.-H., Rakenteiden painuminen. RIL 157-I Geomekaniikka I. Helsinki, 1985.
- /7/ Kremer, R., Recent Findings in the Field and Laboratory on the integrity and the Durability of Prefab. Drains. Spec. Session 6, Speeding up of Consolidation. 8. ECSMFE, Helsinki, 1983. A.A. Balkeama, Rotterdam, 1984.
- /8/ Larsson, R., Consolidation of Soft Soils. SGI, Report no 29, Linköping, 1986.
- /9/ Lojander, M., Saven mekaanisen mallin parametrien määrittäminen. Licensiaattityö, TKK, R-M-osasto, 1989.

- /10/ Magnan, J.-P., Lepidas, I., Prediction of primary and secondary settlements based on oedometer tests. 12. ICSMFE, Rio de Janeiro, 1989. A.A. Balkeama, Rotterdam, 1989.
- /11/ Rathmayer, H., Esikonsolidointi. RIL 166 Pohjarakenteet. Helsinki 1986.
- /12/ Vepsäläinen, P., A Calculation Model for Vertically Drained Fields. 12. ICSMFE, Rio de Janeiro, 1989. A.A. Balkeama, Rotterdam, 1989.



a) Pystyojan vaikutusalue



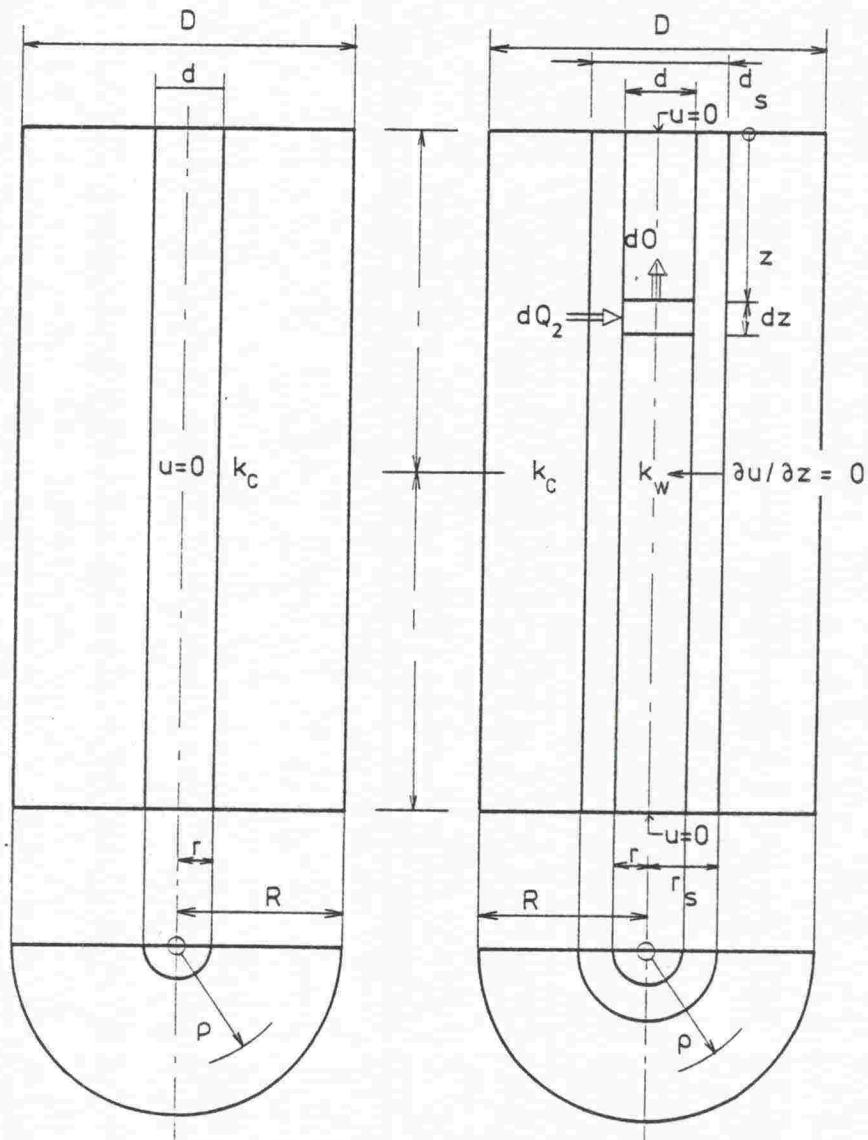
Pystyojen vaikutusalueen läpimitan (D_e) määrittäminen

- b) neliömäisen verkoston
c) kolmiomaisen verkoston tapauksessa.

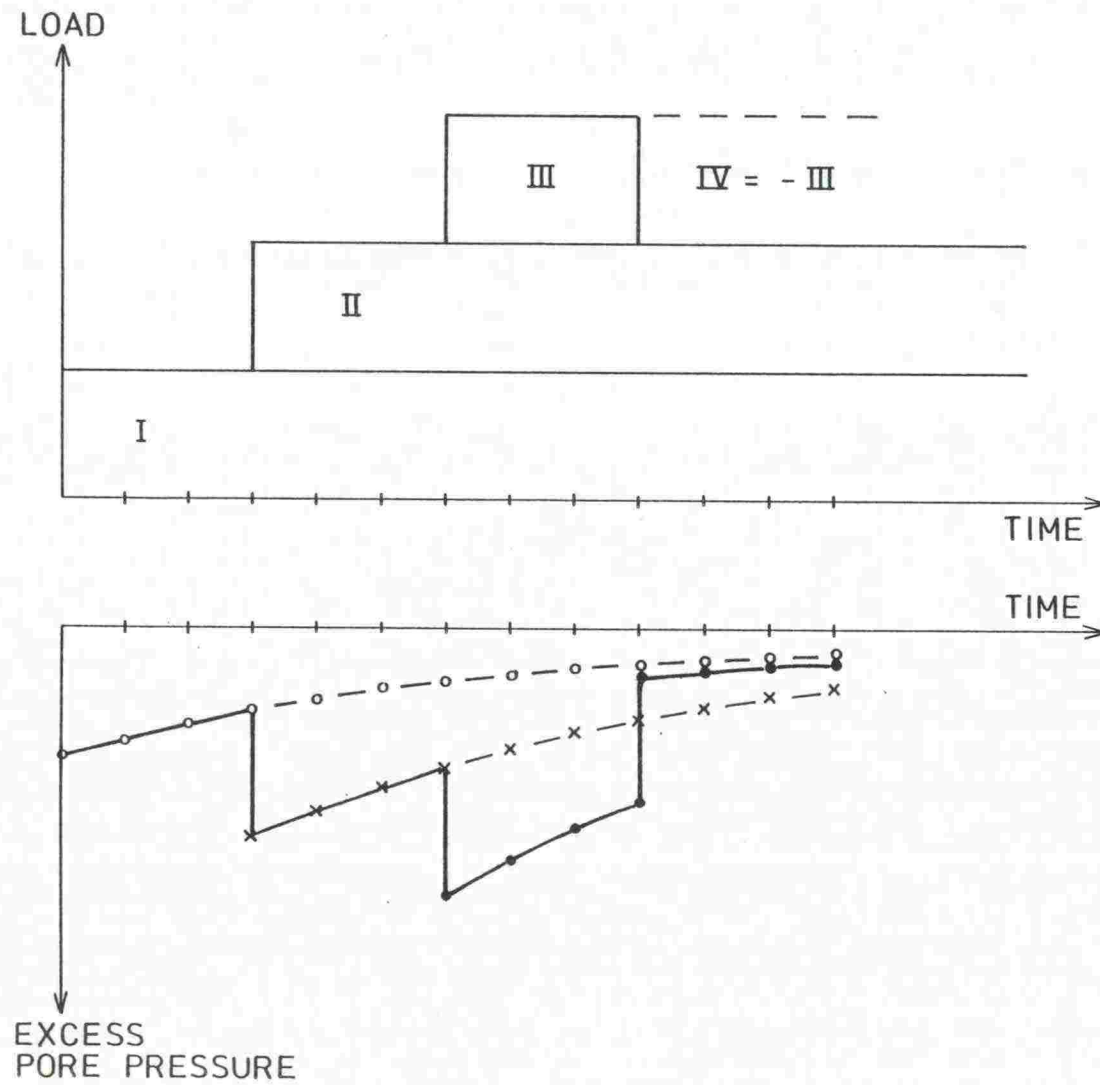
Kuva 1: Pystyojen vaikutusalueen määrittäminen, Rathmayer /11/.

Kuva 2:

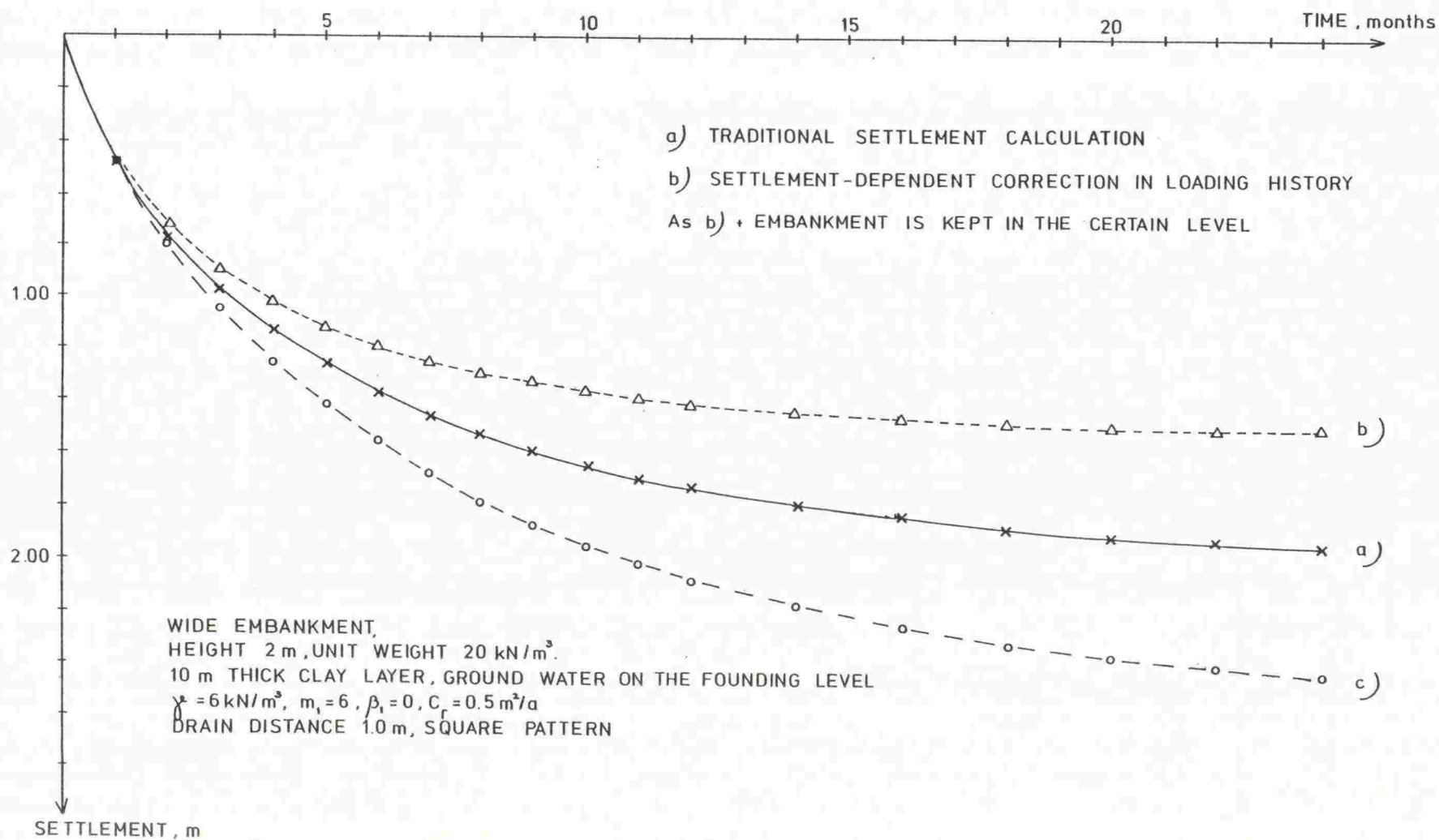
Radiaaliseen konsolidaatioon liittyvät merkinnät,
Hansbo / 2 /.

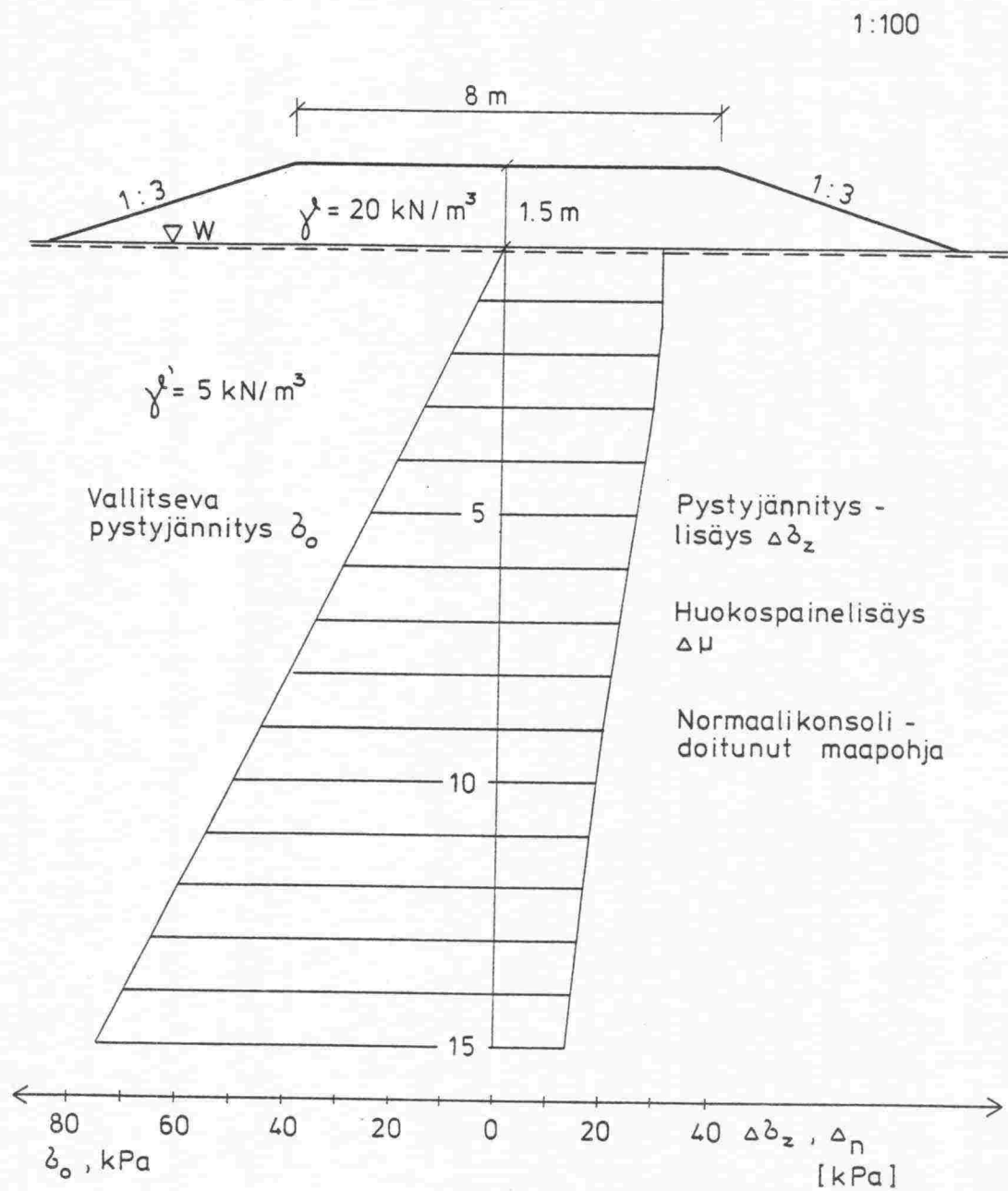


Kuva 3 : Aikaintegrointi /12/.

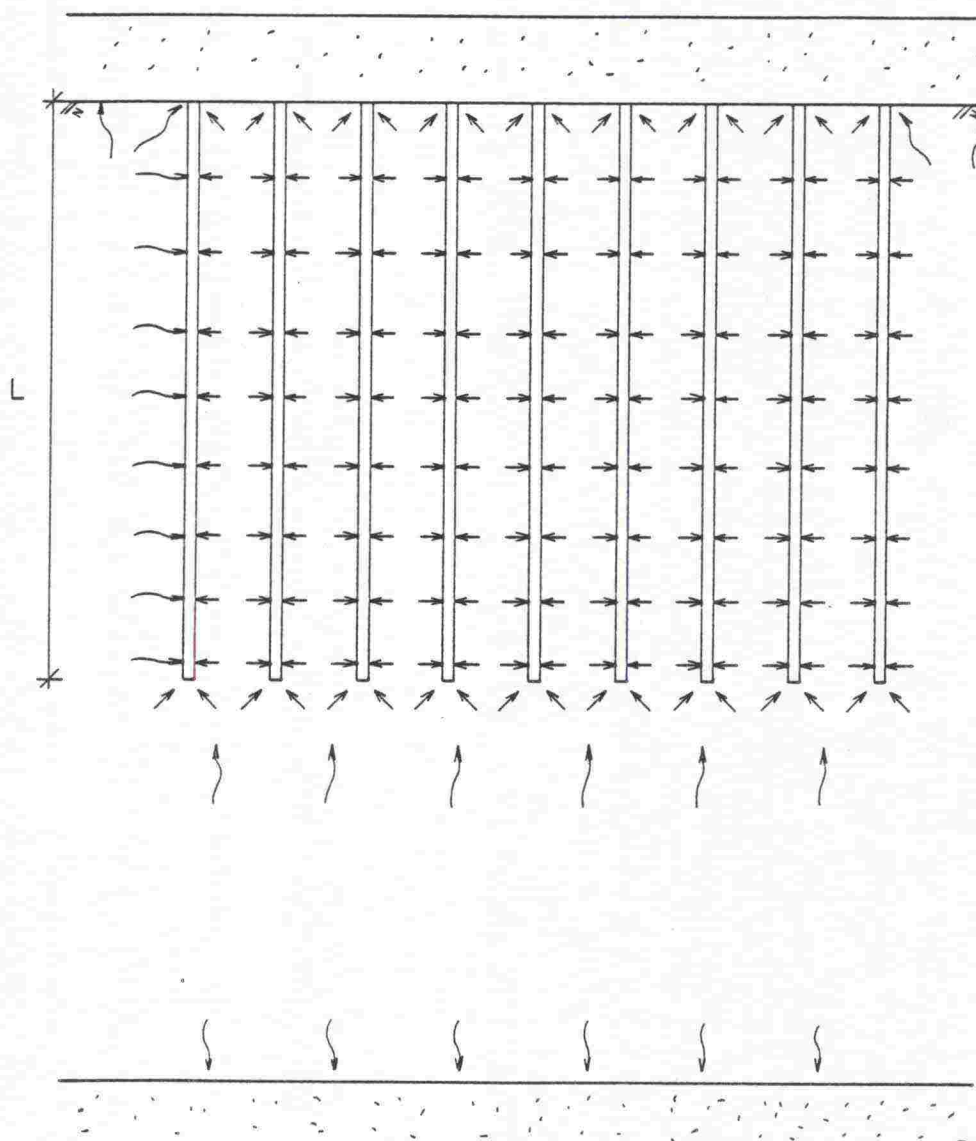


Kuva 4 : Painumista aiheutuvan kuorman muutoksen vaikutus eri tilanteissa /12/.

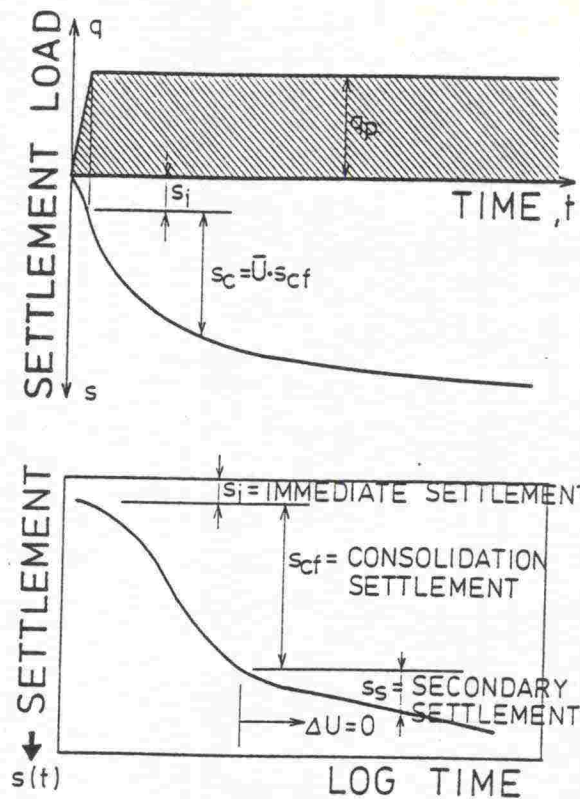




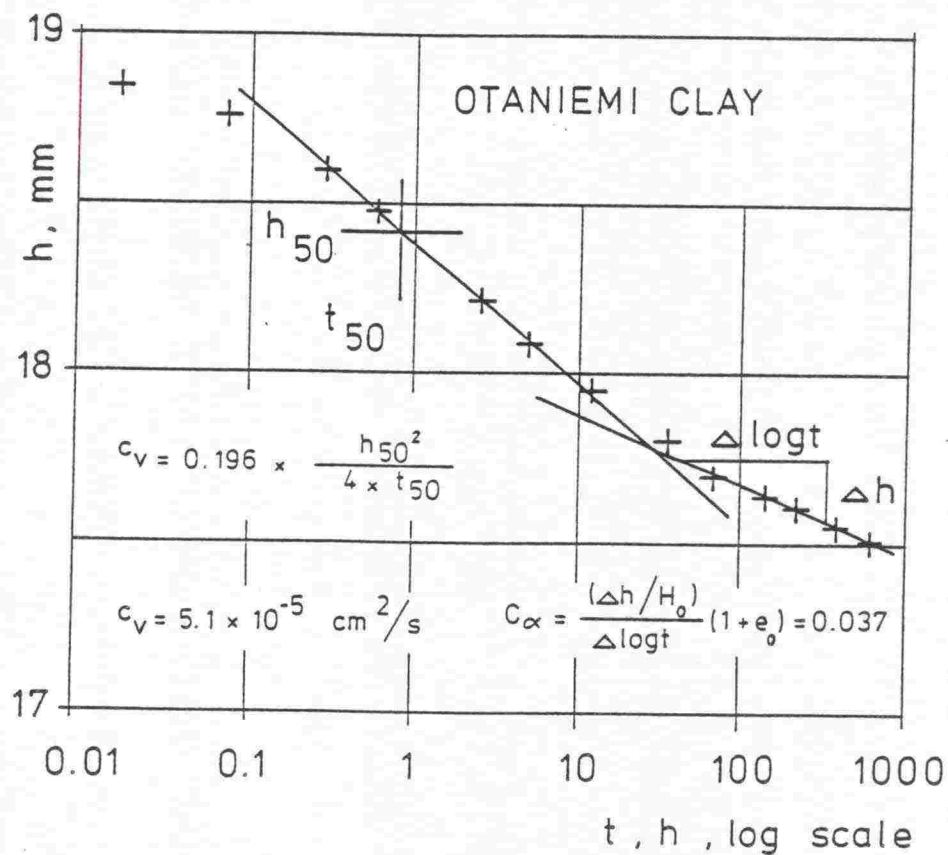
Kuva 5: Pystyjännityslisäyksen ja huokospainelisäyksen jakautuminen normaalikonsolidoituneessa maapohjassa.



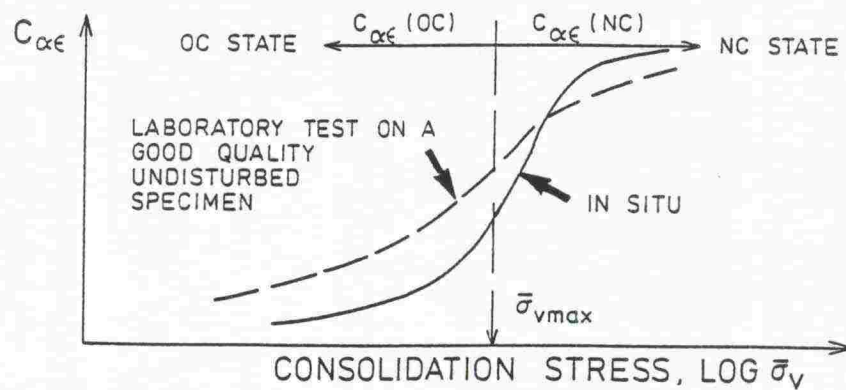
Kuva 6: Painuvaan kerrokseen jätetyt pystyojat



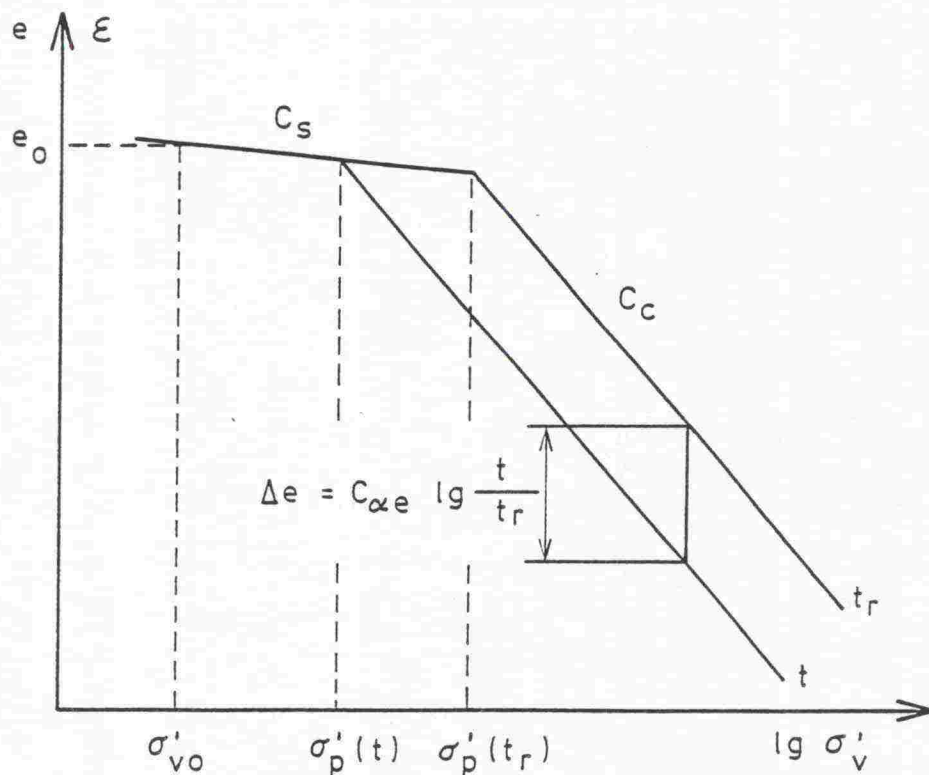
Kuva 7: Painumalajit /3/.



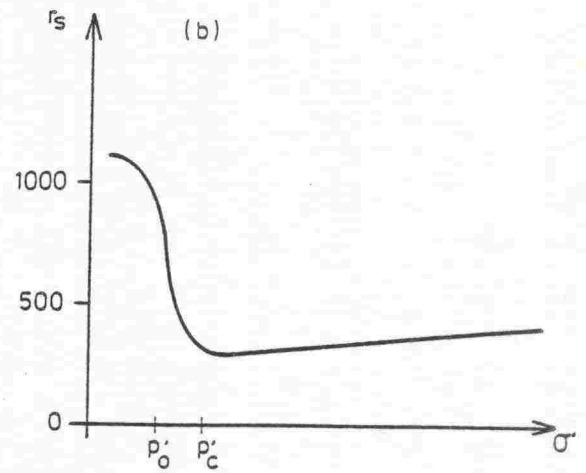
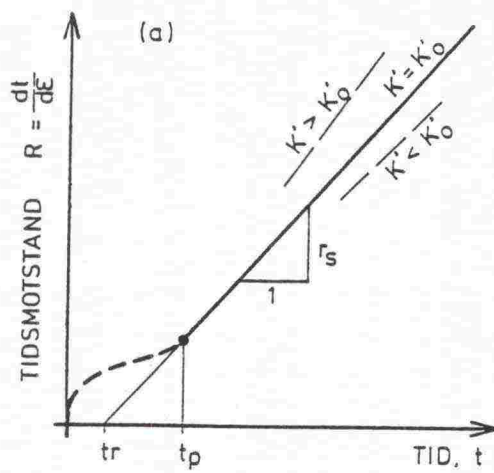
Kuva 8: Aikaparametrien määrittäminen ödometrikokeen tulosten avulla (Lojander /9/).



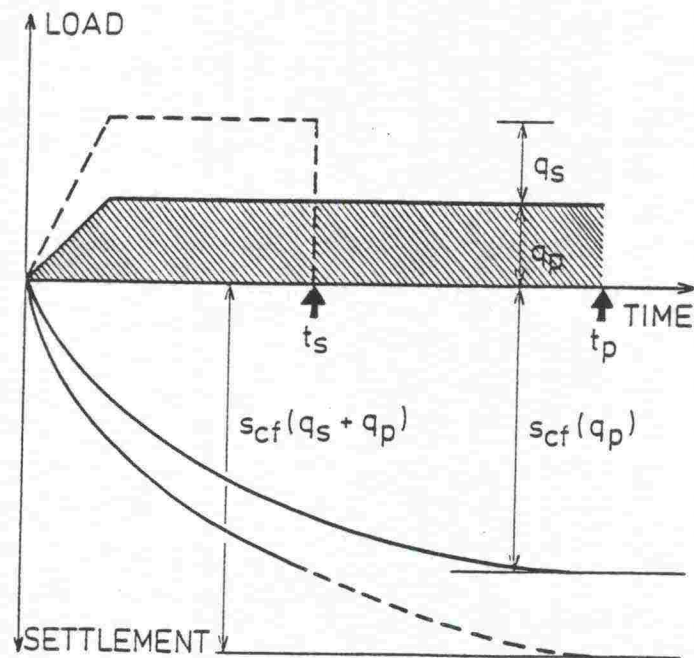
Kuva 9:
Sekundäärisen konsoli-
daatiokertoimen C_{α}
riippuvuus jännitystilasta
/ 3 /



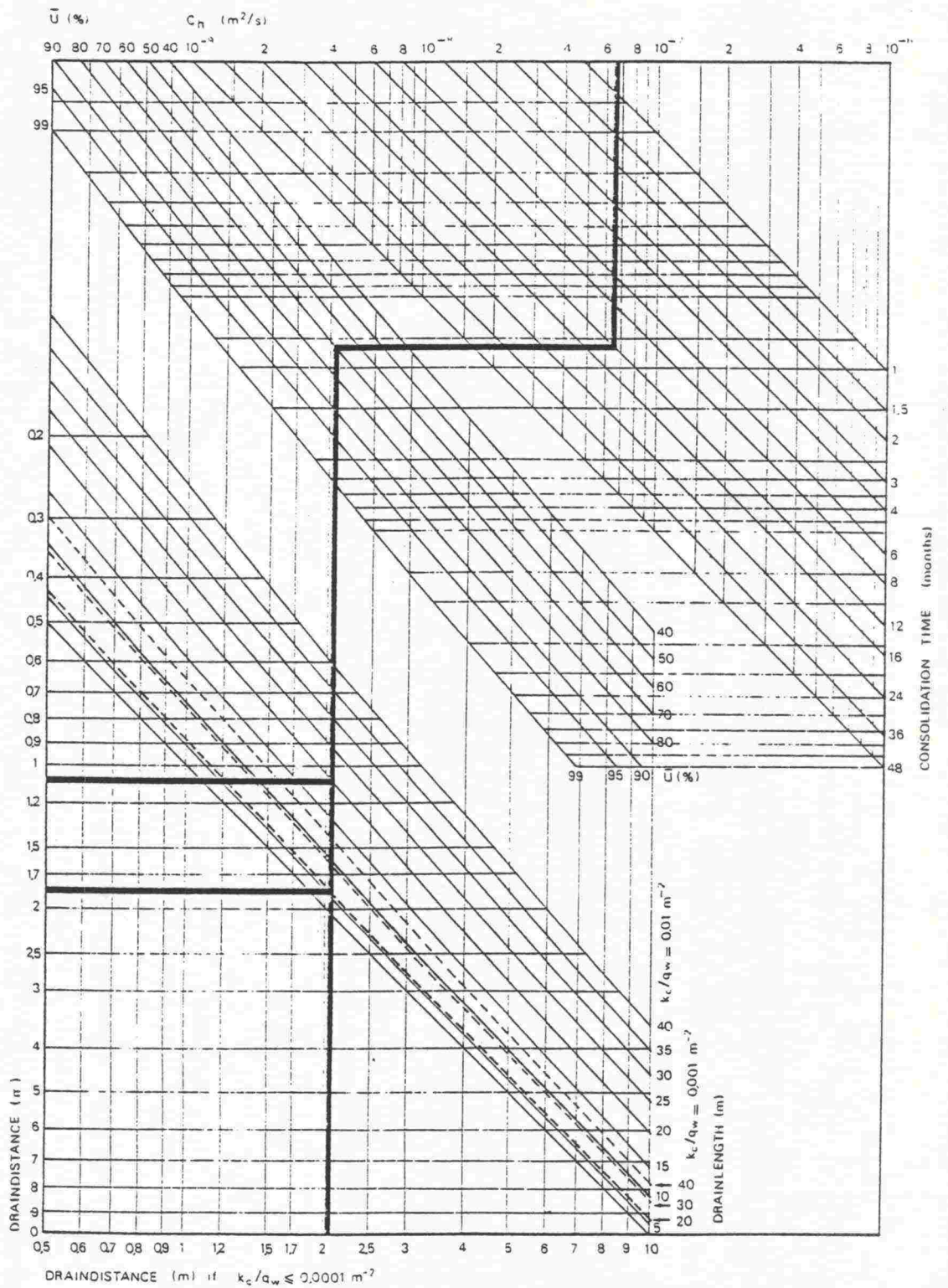
Kuva 10: Sekundäärisen konsolidaation merkitys
kuorma - painumakoordinaatistossa
(Magnan /10/).



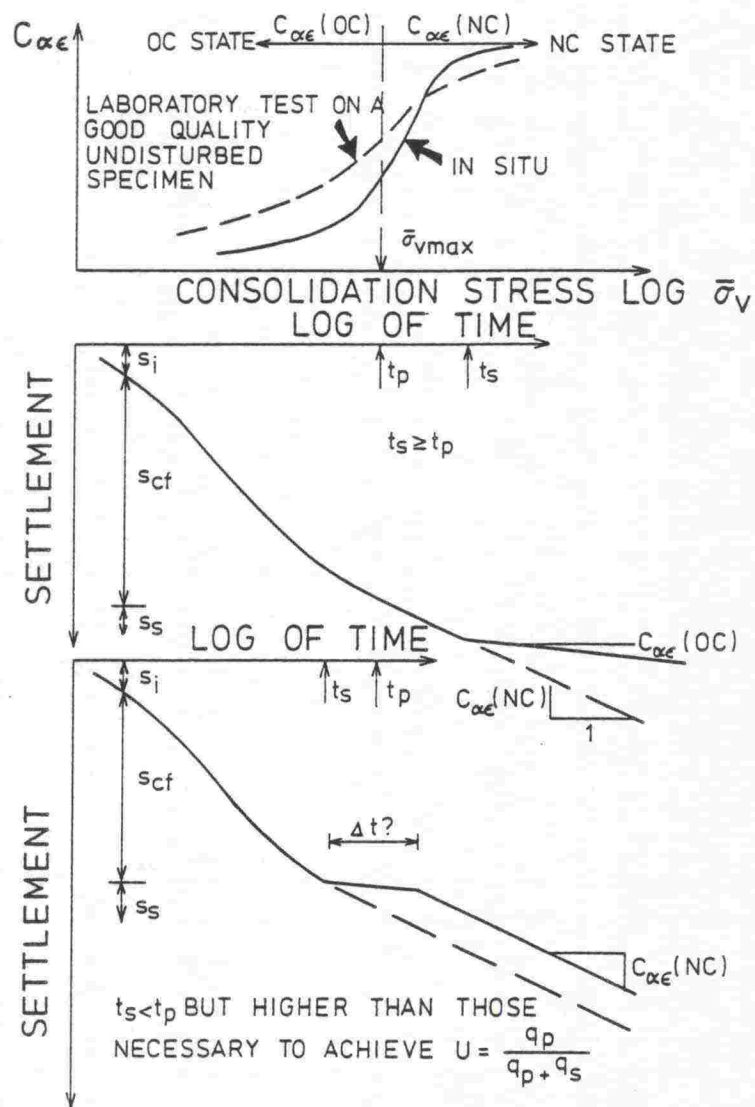
Kuva 11: Aikavastus Janbun mallissa / 4 /.



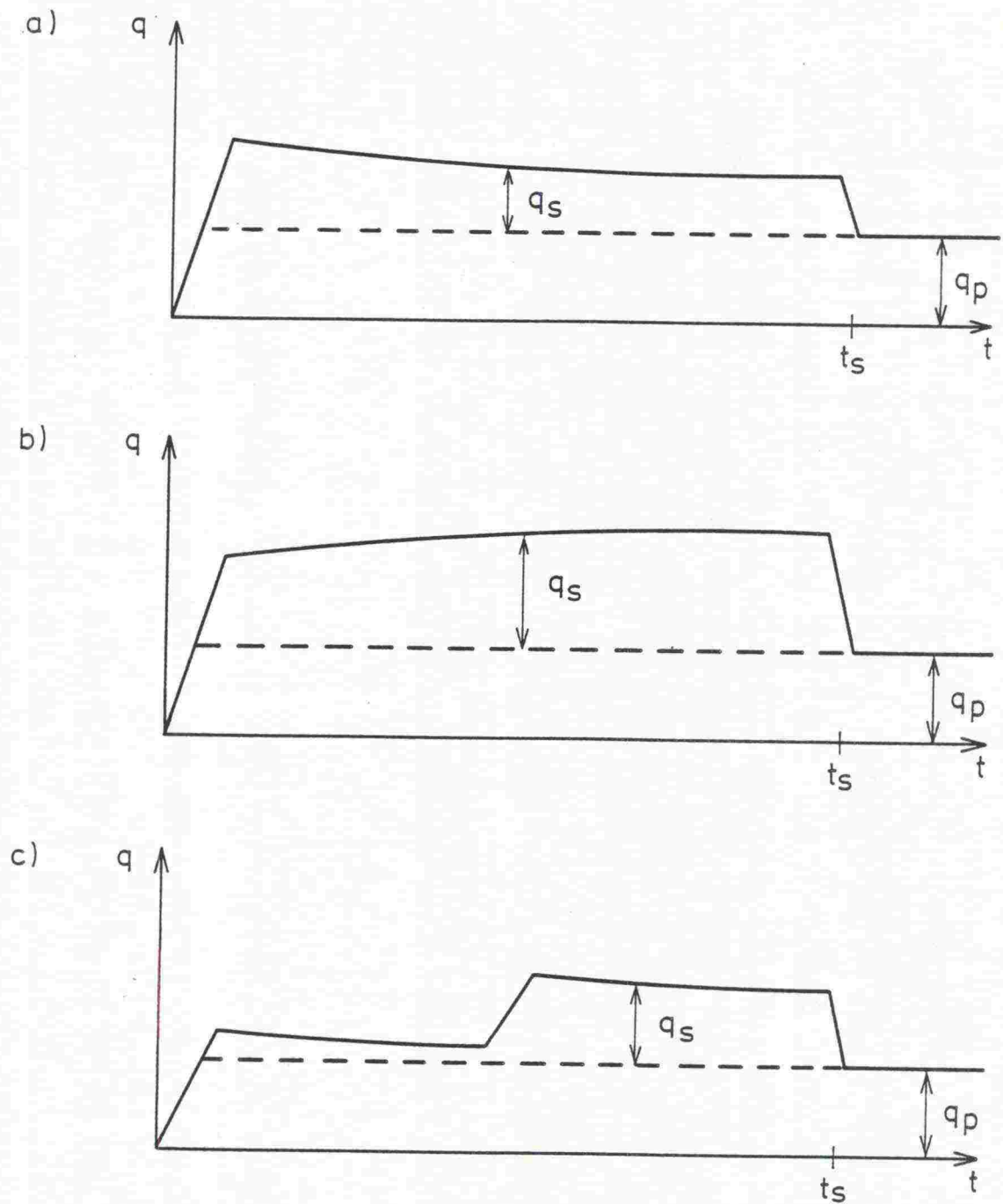
Kuva 12: Ylikuormitusmerkinnät / 3 /.



Kuva 13: Esimerkki pystyojien mitoitusnomogrammista (Mebra-Drain)

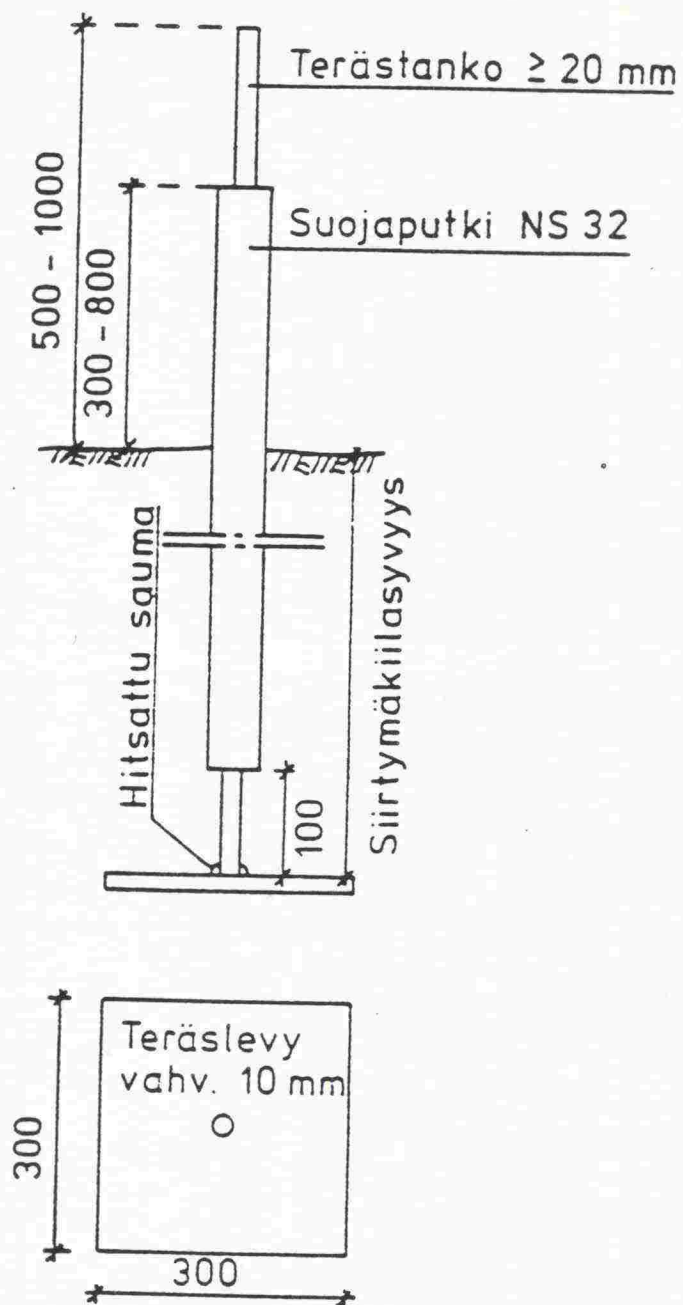


Kuva 14: Ylikuormitusajan vaikutus sekundääriseen konsolidaatiopainumaan / 3 /



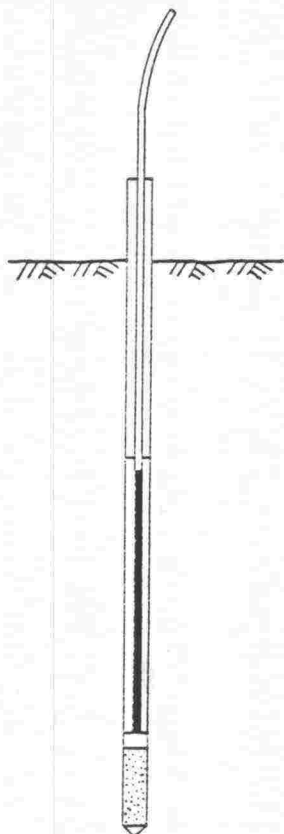
Kuva 15: Pengerkuorman q ja ajan t välisiä riippuvaisuuksia

- a) Penger rakennetaan täyteen korkeuteensa, pengertä ei korjata.
- b) Penger rakennetaan täyteen korkeuteensa ja pidetään suunnitellussa tasossa.
- c) Penger rakennetaan vaiheittain.

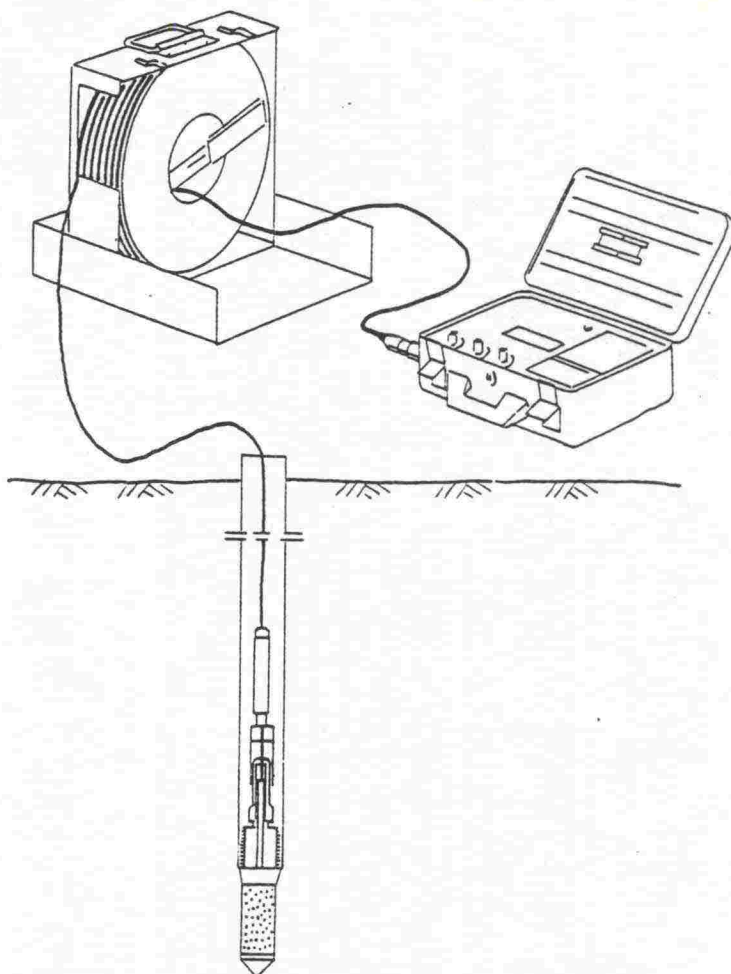


Kuva 16: Painumatarkistin

a)



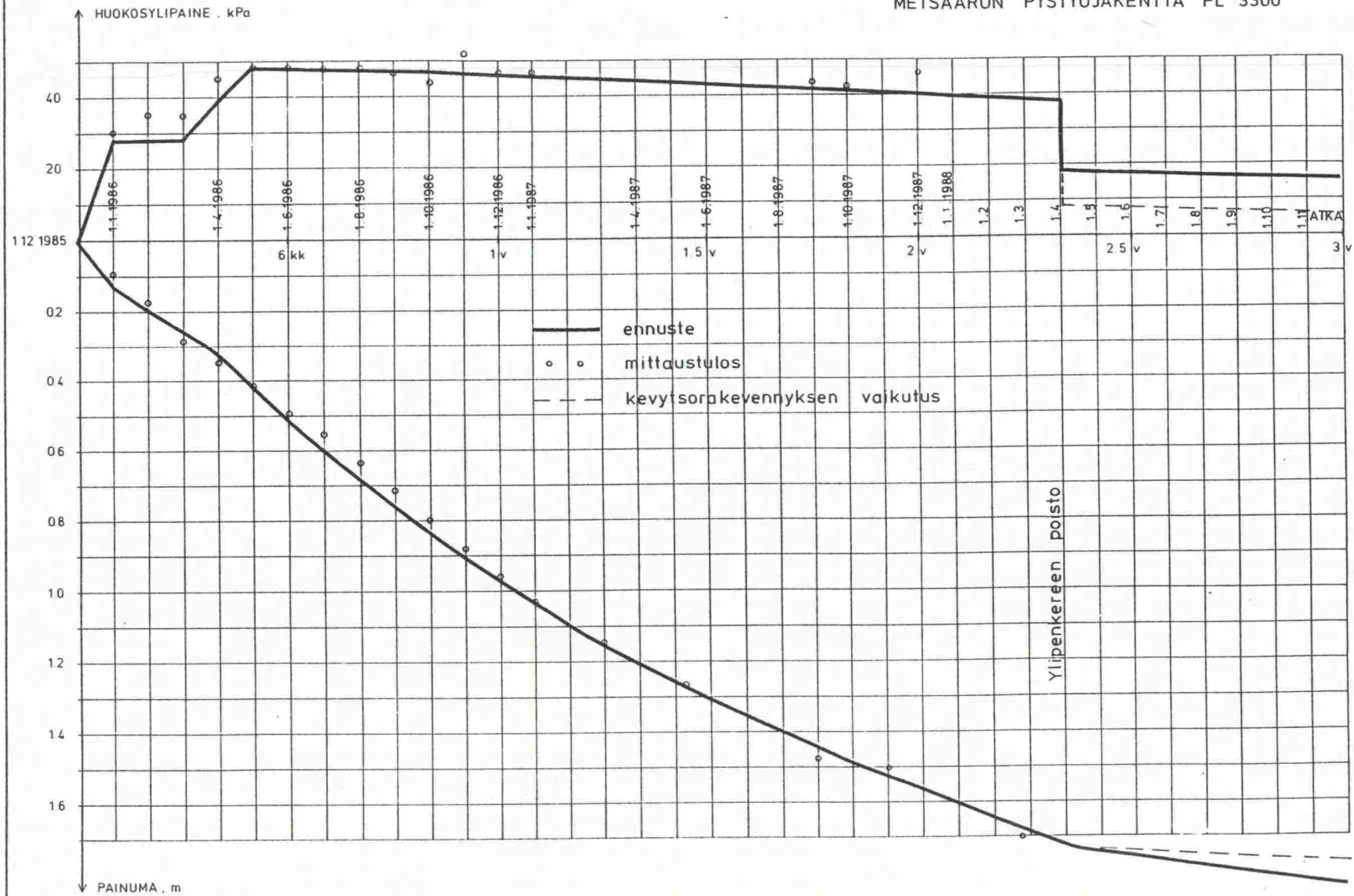
b)



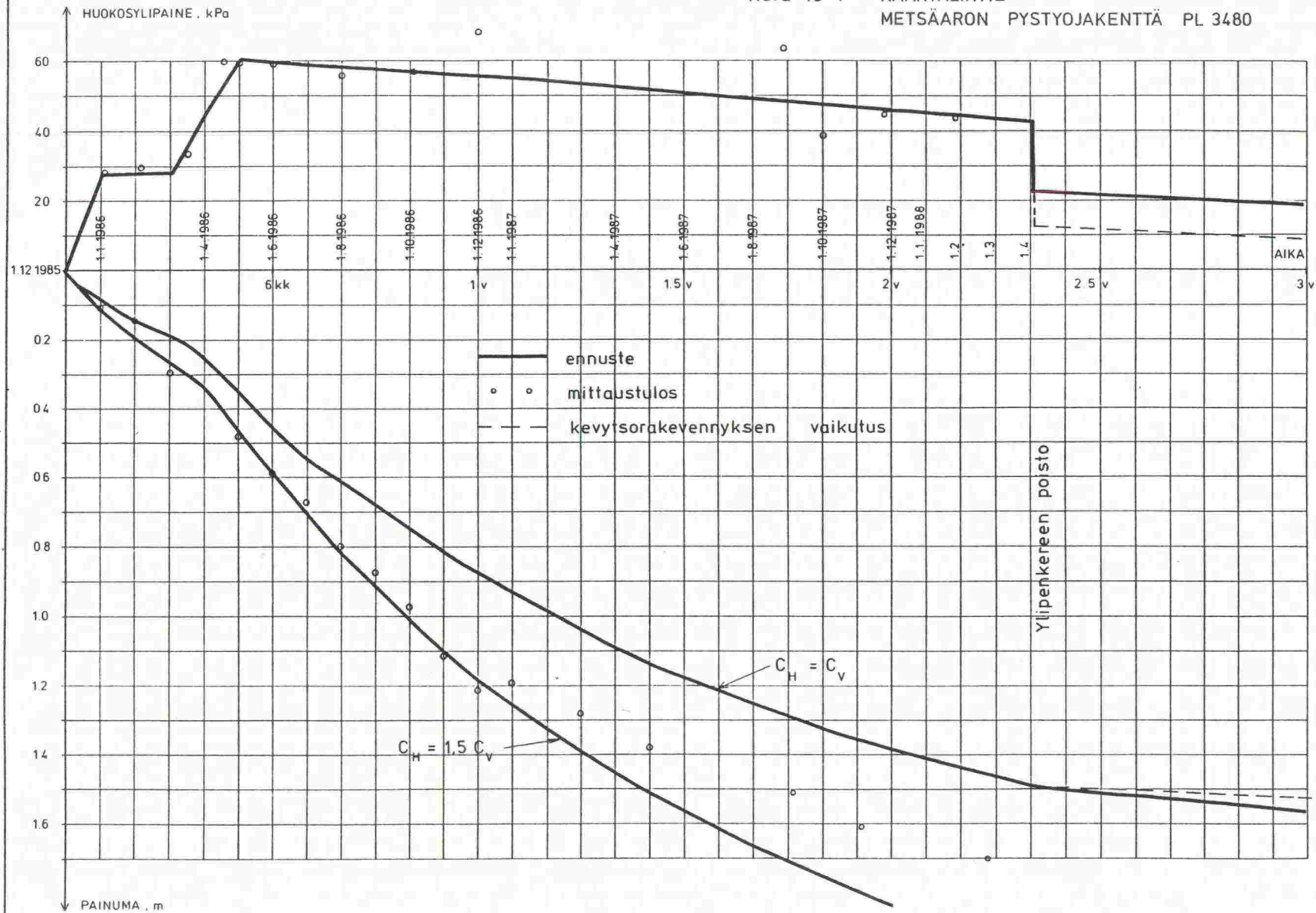
Kuva 17: Huokospainekärjet, periaate

- a) tyyppi Borros
- b) tyyppi BAT

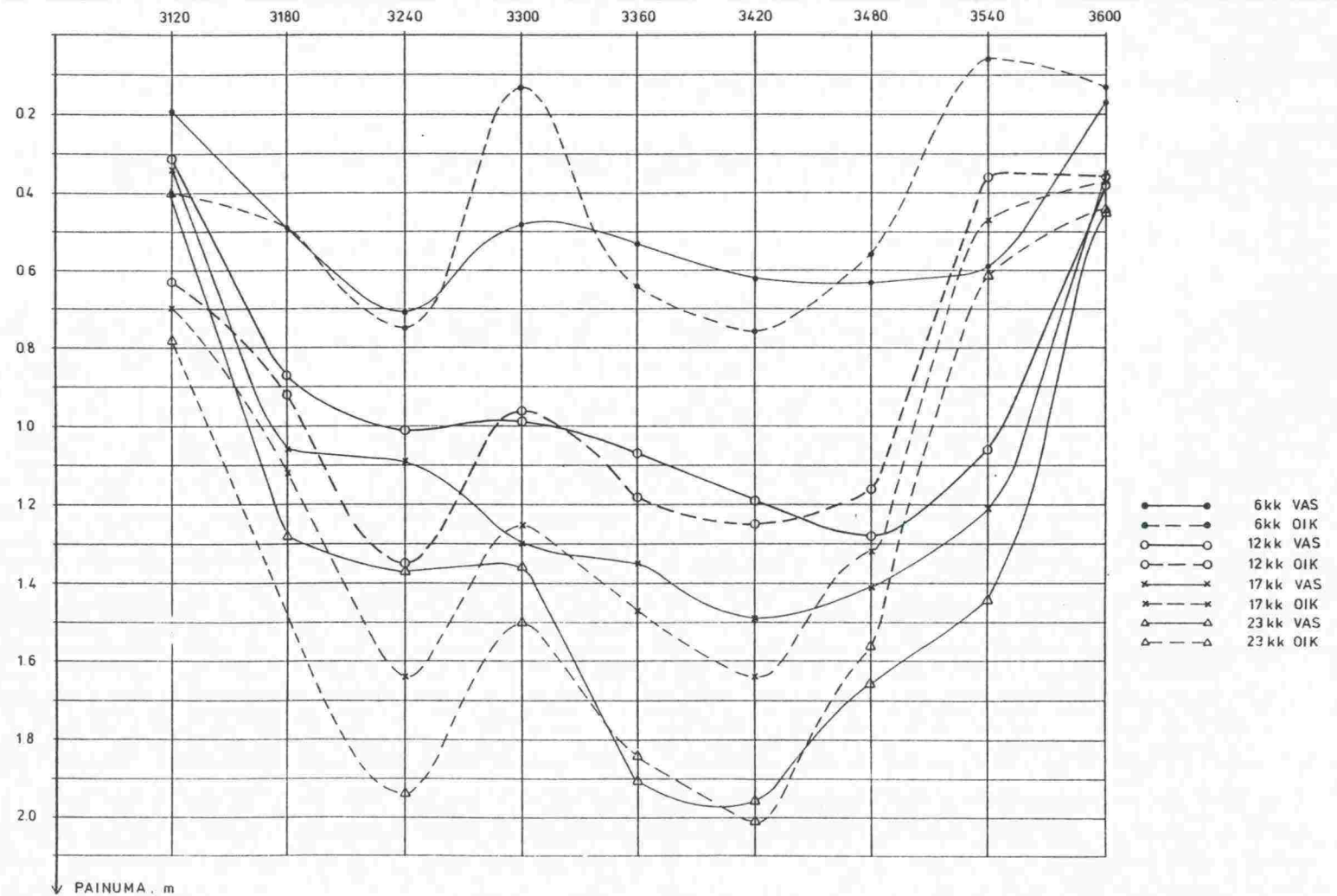
Kuva 18 : NAANTALINTIE
METSÄÄRON PYSTYOJAKENTTÄ PL 3300



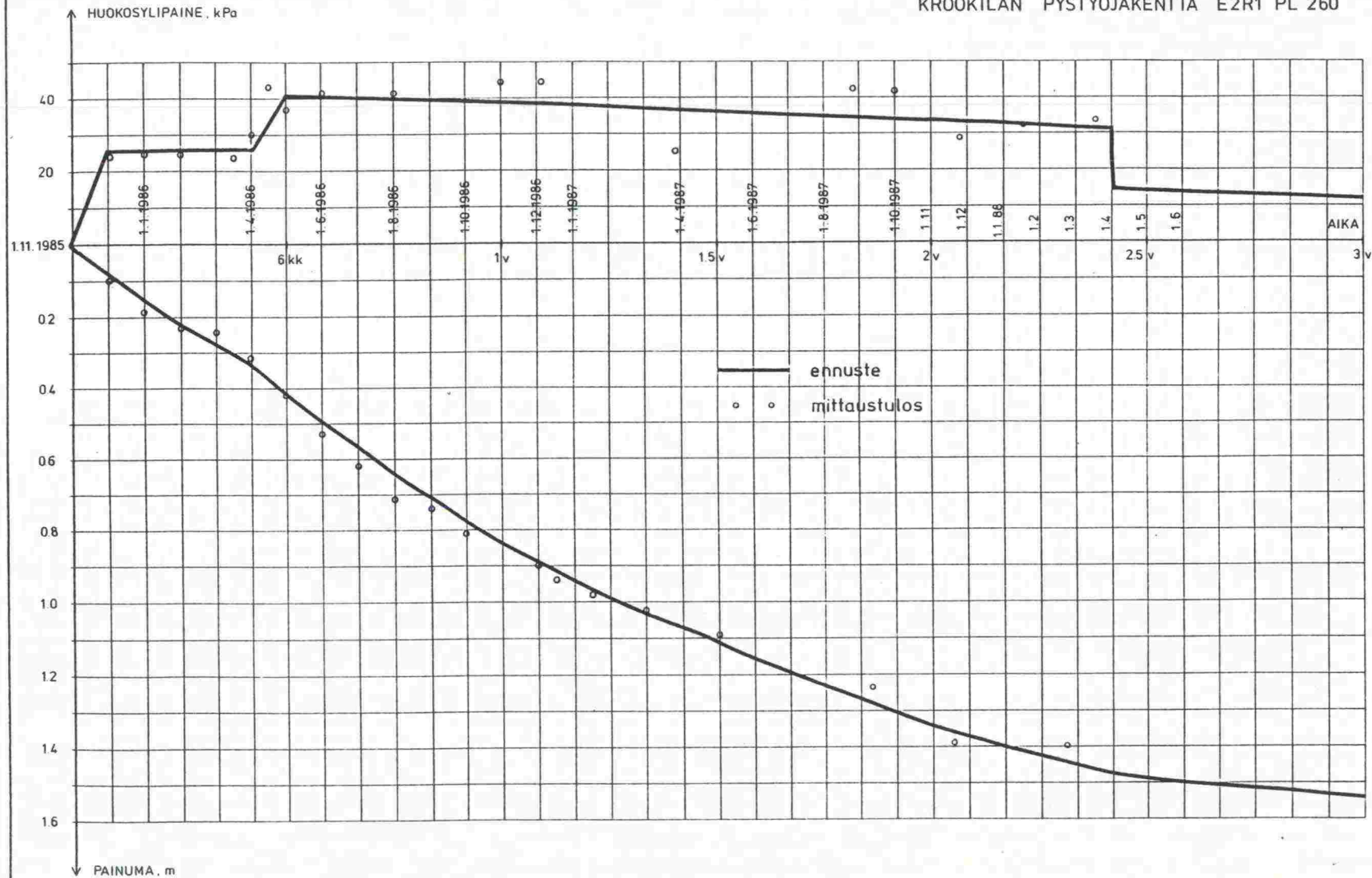
Kuva 19 : NAANTALINTIE
METSÄÄRON PYSTYOJAKENTTÄ PL 3480



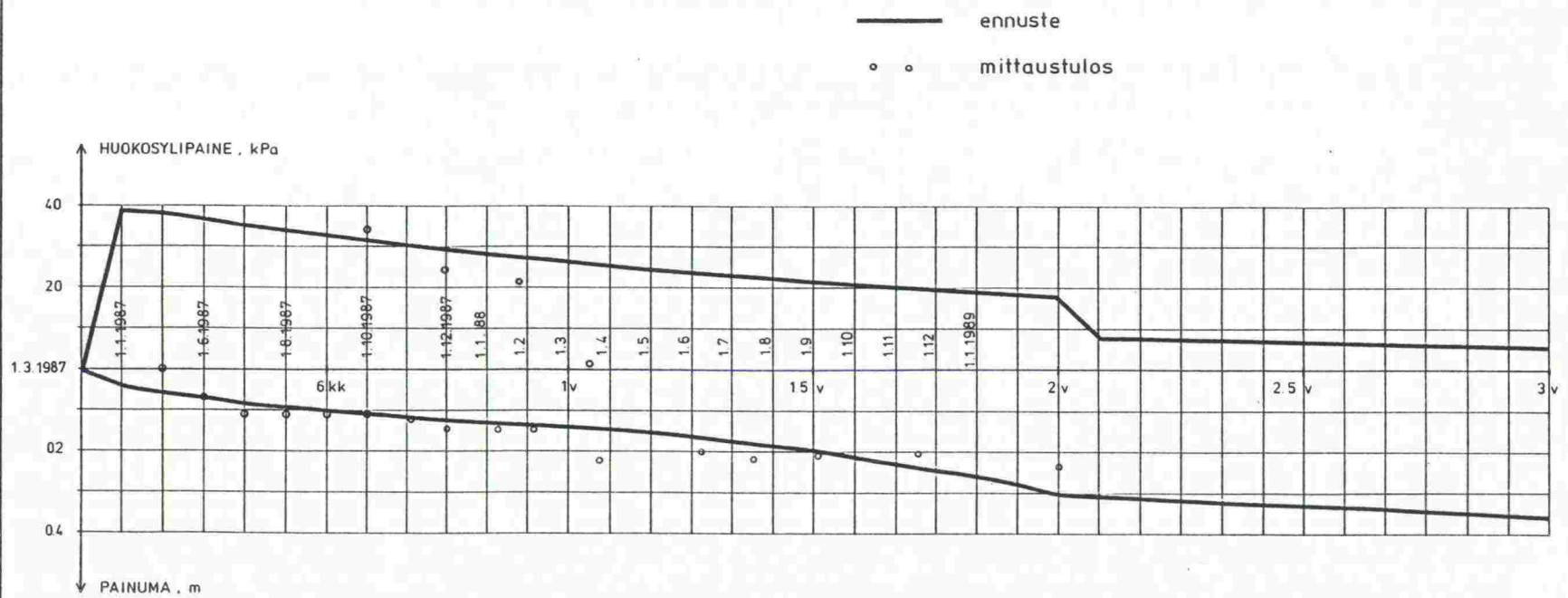
Kuva 20 : NAANTALINTIE METSÄÄRON PEHMEIKKÖ
PAINUMAT TIEN PITUUSSUUNNASSA



Kuva 21 : NAANTALINTIE
KROOKILAN PYSTYOJAKENTTÄ E2R1 PL 260

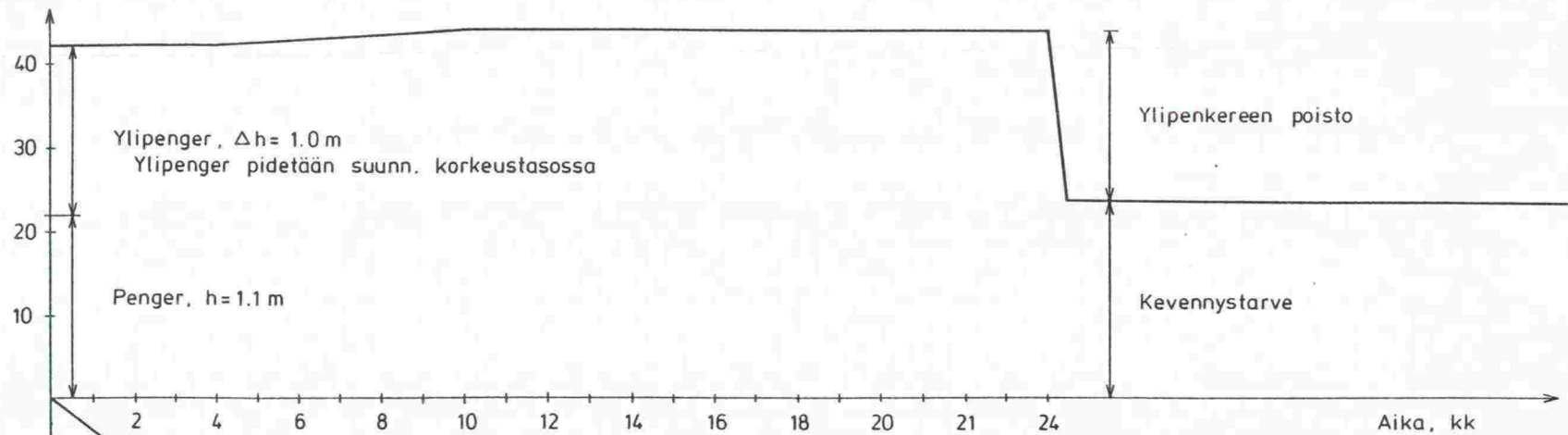


Kuva 22 : NAANTALINTIE
PÄÄTIE PL 940



Kuva 23: NAANTALINTIE LUOLALA pl 4240
PAINUMAENNUSTE 3.8.1987

Max.
Huokosylipaine, kPa



20.3.1988

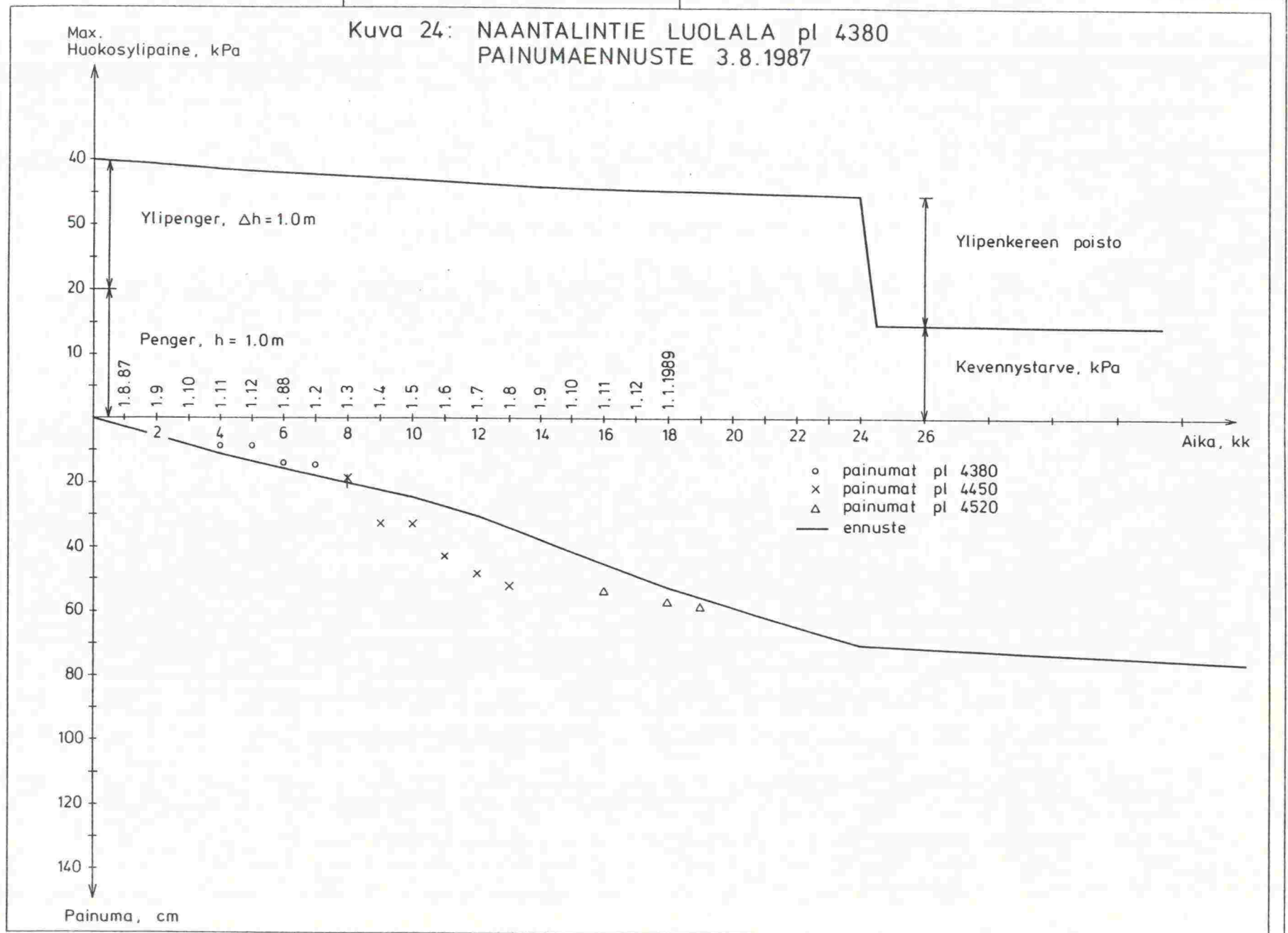
Painumat:	1v	1.26 m
	2v	1.97 m
	3v	2.20 m
	4v	2.38 m
	6v	2.64 m
	8v	2.80 m

1.0

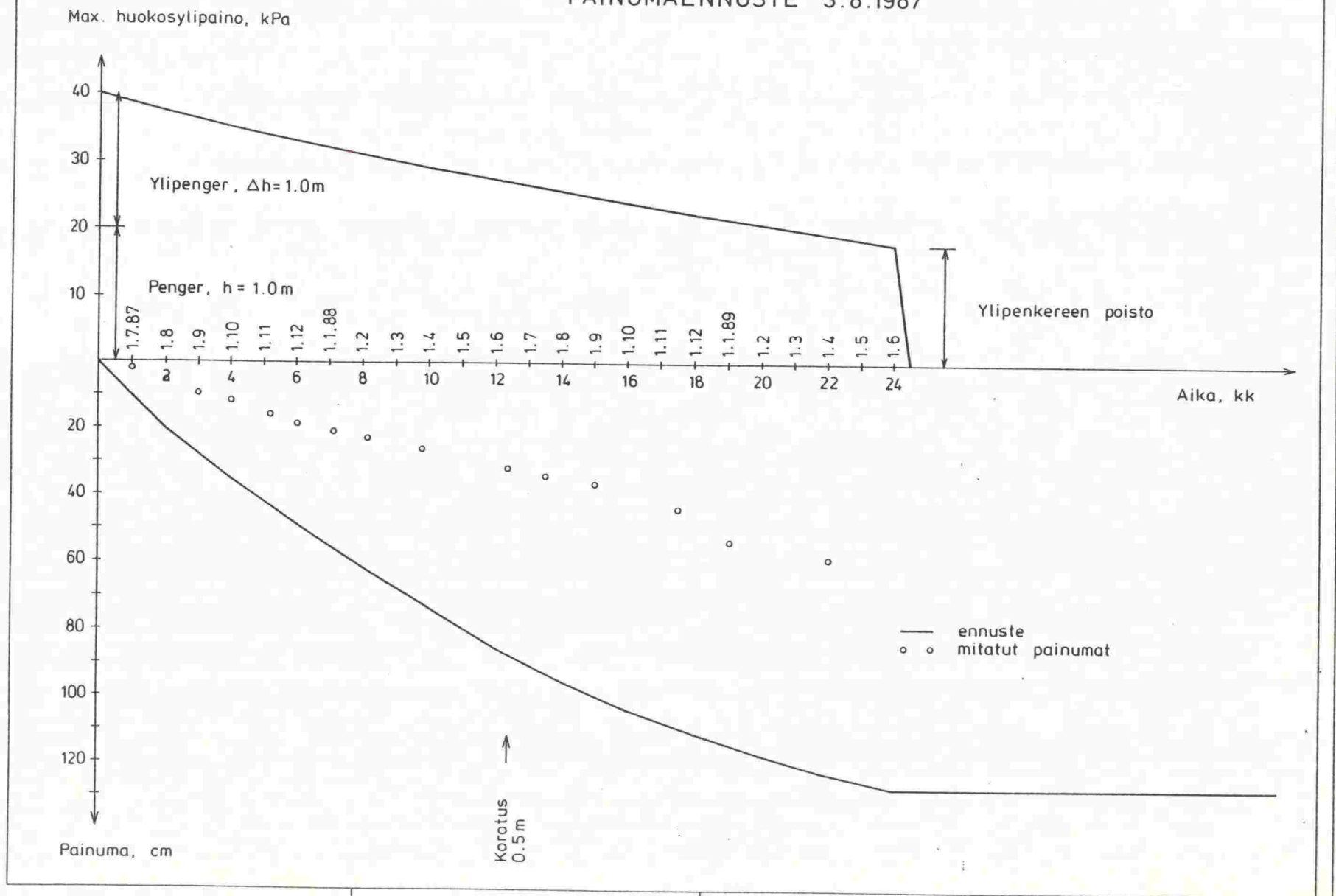
2.0

Painuma, m

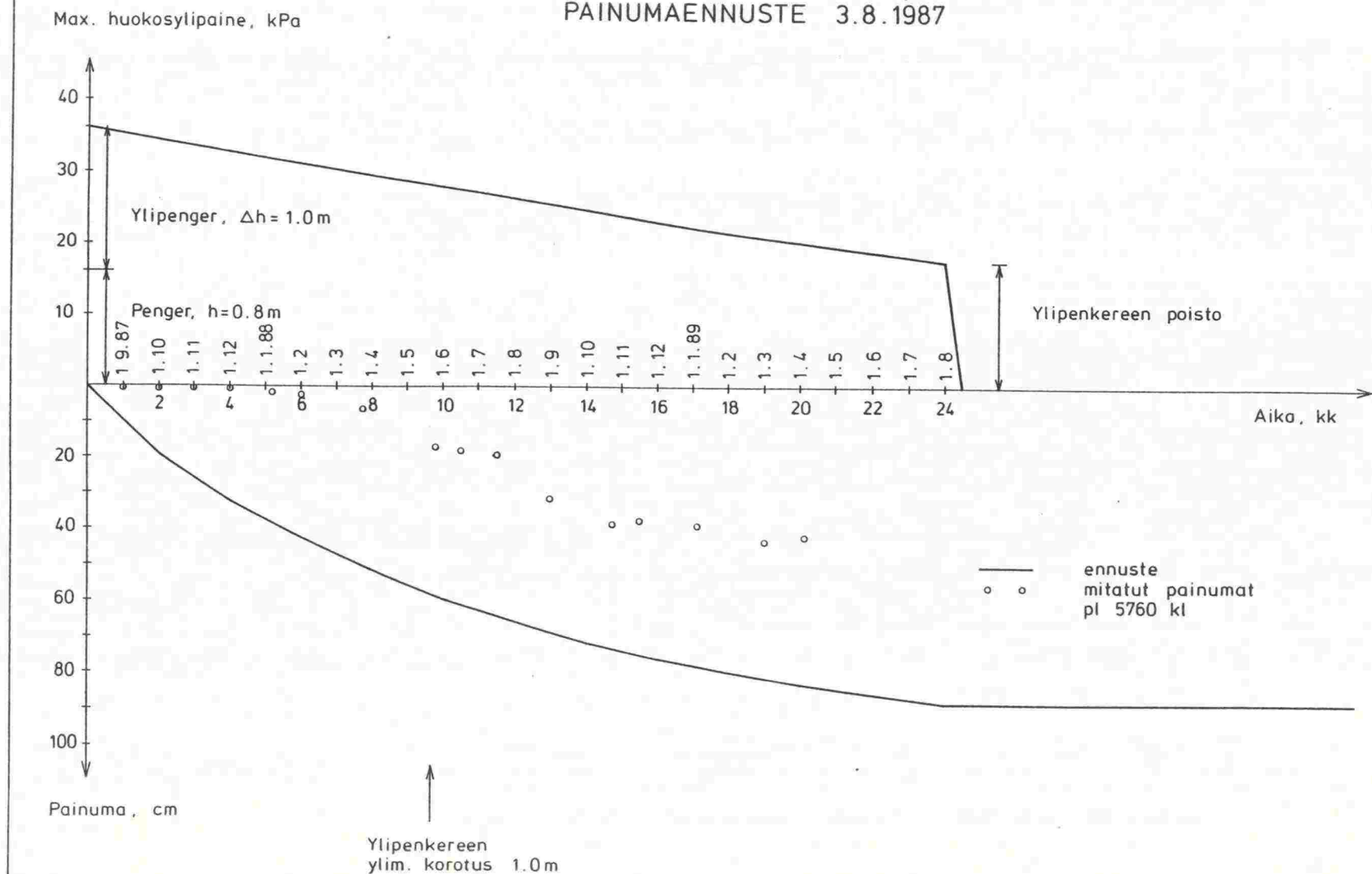
Kuva 24: NAANTALINTIE LUOLALA pl 4380
PAINUMAENNUSTE 3.8.1987



Kuva 25: NAANTALINTIE EMÄNTÄKOULU pl 5040
PAINUMAENNUSTE 3.8.1987

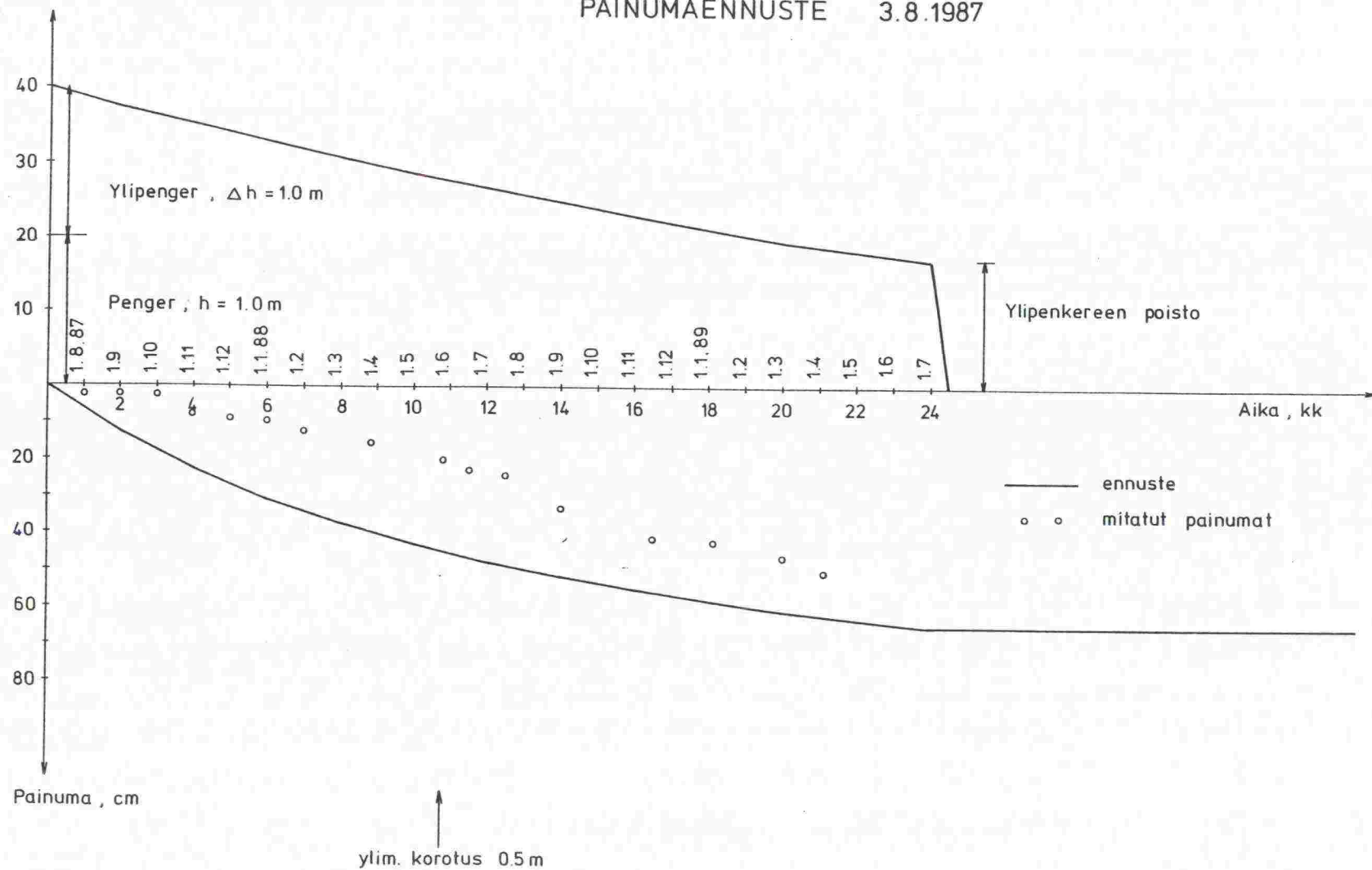


Kuva 26: NAANTALINTIE VANTO pl 5820
PAINUMAENNUSTE 3.8.1987

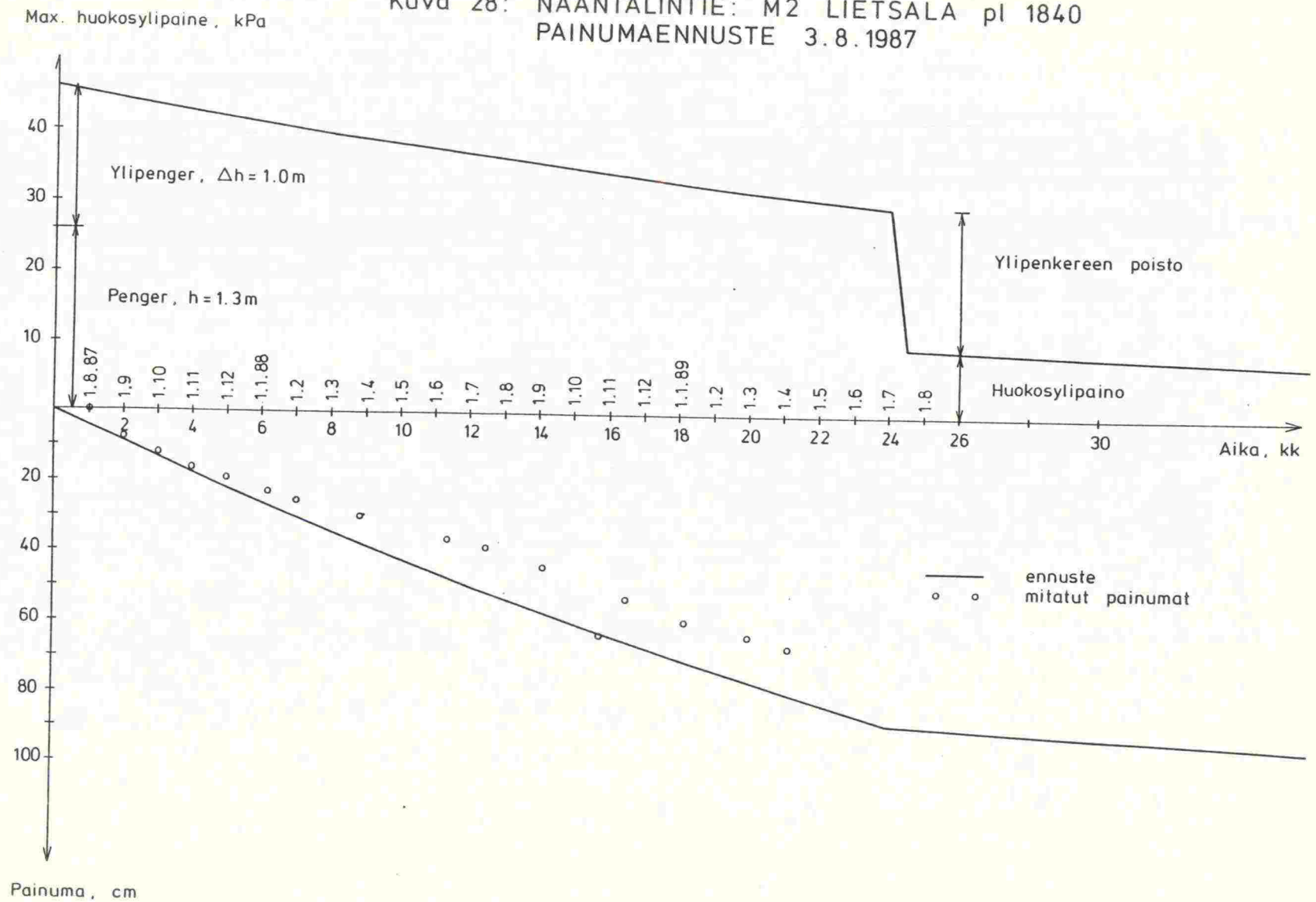


Max. huokosylipaine , kPa

Kuva 27 : NAANTALINTIE SATULAVAHA pl 6300
PAINUMAENNUSTE 3.8.1987



Kuva 28: NAANTALINTIE: M2 LIETSALA pl 1840
PAINUMAENNUSTE 3.8.1987



ISBN 951-47-2690-1